Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

Mestrado em Engenharia Civil

Construção e Instrumentação dos Túneis do Marão

Tiago Azeredo Pinto

Dissertação realizada sob orientação científica

do Professor Leal Gomes e Co-orientador Professor Nuno Cristelo

Vila Real, Outubro de 2010

Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo
para a vitória é o desejo de vencer.

Mahatma Gandhi

Índice Geral

Resumo ..... **IV**

Abstract ..... **V**

Agradecimentos ..... **VI**

Índice de Texto ..... **VIII**

Índice de Figuras ..... **X**

Índice de Tabelas ..... **XV**

1. Introdução **1**

2. Projecto do Túnel do Marão **7**

3. Preparação de Obra **30**

4. Execução de obra **61**

5. Instrumentação Geotécnica e Estrutural **128**

6. Conclusão **153**

Referencias Bibliográficas **157**

Resumo

Na presente dissertação, pretende-se contribuir para uma melhor compreensão da construção de túneis, destacando-se o Emboquilhamento Poente do Túnel do Marão

O trabalho inicia-se com uma breve introdução histórica sobre a construção de túneis, a nível mundial e nacional. Seguidamente, devido à grande importância desta obra, abordam-se os objectivos e o seu impacto nas regiões adjacentes.

Posteriormente, apresenta-se a caracterização geológica da Serra do Marão, mais especificamente da zona que o túnel irá atravessar. Depois, explica-se como foi efectuada a prospecção, focando a localização e os estudos das mesmas.

A partir destas prospecções, estabelece-se uma série de correlações entre os parâmetros geomecânicos. Estas podem ser de grande utilidade para a caracterização destes maciços, assim como as definições dos zonamentos geotécnicos. A caracterização destes maciços possibilitou a determinação de alguns parâmetros geomecânicos, através de cálculos empíricos e computacionais.

Foca-se ainda a escolha do método construtivo e dos métodos utilizados para o dimensionamento do túnel. Além disso, efectua-se uma breve descrição dos equipamentos de escavação subterrânea utilizados nesta grandiosa obra.

Apresenta-se o plano de fogo utilizado e os ciclos de escavação idealizados e realizados. Com base nestes ciclos, efectua-se uma previsão da conclusão do Túnel Norte para os rendimentos de 100% e de 70% de eficácia. Seguidamente, menciona-se uma explicação de todas as classificações efectuadas nas frentes dos túneis. A partir destas classificações, efectuam-se os cálculos empíricos para a determinação do possível suporte primário, do passo de avanço e do tempo de sustimento.

Por fim, foca-se a importância do plano de instrumentação efectuado, interno e externo, e apresenta-se os resultados obtidos.

Abstract

The present document aims to provide a better understanding of tunnels construction, with special focus in West side from the Marão tunnel.

The first part of this work introduces an historic report about tunnels constructions, on an international and national level. Due to the big importance of this construction, I decided to present the goals and its impact in around adjacent regions.

The second part of this work is a geologic characterization from Marão Mountain, more specifically the area where the tunnel will go through. Then explain how prospection was performed, with focus on the study of her location.

From prospection's we established several correlations among geomechanical parameters. These correlations can be very useful to the characterization of these massive, and to help to define geotechnical zoning. The characterization of the massive has helped to determine some geomechanical parameters, through empiric and computational calculations.

It also focuses in the selection of the constructive method and the tools used to dimension the tunnel. On the other hand, it´s made a brief description of the equipments utilized in underground excavation used in this stupendous construction.

The fire plan used and the excavation cycles idealized and realized are also presented. Based on these cycles, previsions are made about the North Tunnel conclusion with incomes of 100% and efficiency of 70%. Then a explanation of all classifications realized in the front of the tunnels are mentioned. From these classifications, empiric calculations were made to define the possible primary support, the step forward and the time of suspending.

On the end, it´s focused the importance of the instrumentation plan made, internally and externally, and it´s also presented the results.

Agradecimentos

A elaboração desta dissertação foi um verdadeiro desafio e como os verdadeiros desafios são abraçados com muito empenho e muita dedicação, não posso esquecer todas as pessoas que estiveram, directamente e indirectamente, ligados à mesma. A todos, um muito obrigado pelo apoio, ânimo e carinho que me transmitiram durante todos os obstáculos.

Sendo assim, agradeço de uma forma muito especial a todos que contribuíram para a realização deste trabalho:

- ✓ Ao Eng. Leal Gomes, orientador deste trabalho, e professor Nuno Cristelo, co-orientador, pela vossa sabedoria e disponibilidade absoluta para me orientar.
- ✓ À Infratúnel, ao Eng. Artur Neto e ao Eng. Carlos Matos pela oportunidade única que me presentearam com o estágio e acompanhamento da construção do Túnel do Marão.
- ✓ À Suse Mateus e ao Vítor Santos por toda a disponibilidade, apoio e sabedoria transmitida. Parte deste trabalho não seria possível sem o vosso apoio.
- ✓ À *CJC Engenharia e Projectos*, ao Eng. Alberto Mota e ao seu filho Geólogo, Rafael Mota, por todo o tempo despendido e por todos os conhecimentos transmitidos sobre a construção de túneis.
- ✓ Ao Eng. Tiago Miranda, da Universidade do Minho, por toda a disponibilidade no esclarecimento das pequenas dúvidas.
- ✓ Ao Eng. Hugo Mendes, ao Eng. João Miguens e ao Roberto Ferreira por toda a amizade e companheirismo demonstrados, durante a elaboração da presente dissertação.
- ✓ A todo o pessoal da Infratúnel que me acolheu, ajudou e apoiou nesta fase da minha vida. Aprendi muito com todos vós!
- ✓ A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e deram incentivo para a conclusão da dissertação, um grande beijinho/abraço para: o meu primo João Bessa, a minha priminha Liliana Vasconcelos, o Pedro Ferreira e o André Pereira.
- ✓ Ao meu avô Idalino e à minha avó Adelaide, por todo o amor e carinho que sempre me transmitiram.

- ✓ À minha querida maninha Teresa Azeredo Pinto, pela ajuda prestada. Irás ser uma grande engenheira!
- ✓ Aos meus queridos pais por todo o apoio e carinho que me transmitiram, não só durante a dissertação, mas ao longo dos meus 25 anos. Obrigado por todo o vosso esforço! Tudo o que consegui atingir deve-se a todo o vosso empenho.
- ✓ À minha namorada Elisabete Capela Duarte pelo Amor incondicional, pela paciência demonstrada, pelo carinho e pelo apoio que sempre demonstrou. Sem ti, nada seria possível! Amo-te hoje e sempre!

Índice de Texto

1. Introdução 1

1.1. Introdução histórica 1

1.2. Desenvolvimento/Evolução dos túneis na história de Portugal 3

1.3. Objectivos da obra e o seu impacto na região 5

2. Projecto do Túnel do Marão 7

2.1. Localização geográfica do Túnel do Marão 7

2.2. Geologia regional 7

2.3. Geologia local 11

2.3.1. Sondagens de prospecção do terreno adjacente ao Túnel 16

2.4. Zonamento geológico – geotécnico 26

3. Preparação de Obra 30

3.1. Escolha do método construtivo dos túneis 30

3.1.1. Método NATM 31

3.2. Métodos utilizados para o dimensionamento do túnel 35

3.3. Desempenho das Swellexs em rochas duras e brandas 43

3.3.1. Capacidade da Swellex 46

3.4. Emboquilhamento Poente 48

3.5. Equipamento de escavação subterrânea 51

4. Execução de obra 61

4.1. Planos de fogo 61

4.1.1. Sensibilidade dos detonadores 66

4.1.2. Cuidados a ter para efectuar o disparo 70

4.2. Ciclos de escavação 70

4.2.1. Estimativa do tempo de conclusão do Túnel Norte 73
4.3. Classificações geomecânicas 79
4.3.1. Classificações de Bieniawski 80
4.3.2. Classificação de Barton 91
4.3.3. Classificação de Hoek & Brown (GSI) 99
4.4. Tempo de auto-sustentação e definição do suporte aplicar 114
4.4.1. Passo de avanço e tempo de auto-sustentação 116
4.4.2. Furos exploratórios 119
4.4.3. Suporte primário a aplicar através da classificação de Barton 121

5. Instrumentação Geotécnica e Estrutural 128
5.1. Instrumentação Externa 129
5.1.1. Inclinómetros 131
5.1.2. Extensómetro 135
5.1.3. Piezómetro/Indicadores do nível de água 138
5.1.4. Marcas de superfície 140
5.1.5. Pinos/Alvos topográficos 143
5.2. Instrumentação Interna 146
5.2.1. Convergências – Túnel Norte 149
5.2.2. Convergências – Túnel Sul 151

6. Conclusão 153
Referencias Bibliográficas 157

Índice de Figuras

1. Introdução

Figura 1. 1 - *Canal du Midi* 2
Figura 1. 2 - Túnel e Ponte na Madeira 4
Figura 1. 3 - Túnel na Madeira 4
Figura 1. 4 - Disposição geral dos túneis do Marão 5
Figura 1. 5 - Enquadramento geográfico do traçado da A4 – Amarante / Vila Real 6

2. Projecto do Túnel do Marão

Figura 2. 1 - Zonas Morfotectónicas 8
Figura 2. 2 - Dobramentos encontrados na Serra do Marão 9
Figura 2. 3 - Distribuição das falhas segundo Riedel 11
Figura 2. 4 - Carta geológica 13
Figura 2. 5 - Enquadramento geológico do corredor do traçado 14
Figura 2. 6 - Amostrador de parede dupla 17
Figura 2. 7 - Equipamentos utilizados nas sondagens de prospecção 17
Figura 2. 8 - Planta de localização do emboquilhamento Poente 18
Figura 2. 9 - Alçado da Sondagem efectuada no Emboquilhamento Poente 19
Figura 2. 10 - Planta de localização do emboquilhamento Nascente 19
Figura 2. 11 - Alçado da sondagem efectuada no emboquilhamento Nascente 20
Figura 2. 12 - Legenda das sondagens efectuadas nos emboquilhamentos 20
Figura 2. 13 - Classificação do estado de fracturação de maciços rochosos 21
Figura 2. 14 – Classificação do estado de alteração de maciços rochosos 22
Figura 2. 15 - RQD Índice de qualidade do maciço 23
Figura 2. 16 - Aspectos litológicos de xistos mosqueados 24
Figura 2. 17 - Amostra da sondagem do emboquilhamento Poente 25
Figura 2. 18 - Amostra da sondagem do emboquilhamento Nascente 25
Figura 2. 19 - Tabela com classes adoptadas no GSI 27

3. Preparação de Obra

Figura 3. 1 – Maciço circundante ao túnel que participa como elemento de suporto 32
Figura 3. 2 – À esquerda método antigo de aplicação do suporte, à direita aplicação do suporte através do método NATM 33
Figura 3. 3 – Exemplo de um plano de convergências 33
Figura 3. 4 – Exemplo de uma escavação através do NATM em duas fases, arco invertido provisório e arco invertido definitivo 34
Figura 3. 5 – Secção Tipo A 36
Figura 3. 6 – Secção Tipo B 37
Figura 3. 7 – Secção Tipo C 37
Figura 3. 8 – Secção Tipo D 38
Figura 3. 9 – Secção Tipo E 38
Figura 3. 10 – Secção Tipo F 39
Figura 3. 11 Figuras que ilustram a pregagem Swellex e a interacção entre a rocha e a pregagem 40
Figura 3. 12 - O relacionamento entre o coeficiente de rigidez e o comprimento da língua de Swellex. 42
Figura 3. 13 – Comportamento da Swellex devido à tensão de contacto primário. 43
Figura 3. 14 - Relação entre o contacto primário de tensão e o módulo de elasticidade da rocha. 44
Figura 3. 15 - Esquema que demonstra o bloqueio interno entre a parede do furo e a Swellex. 45
Figura 3. 16 - Relação entre o contacto secundário de tensão e o diâmetro do furo em diferentes ângulos de rugosidade durante 1 mm de movimento axial da Swellex. 46
Figura 3. 17 – Figura ilustrativa da tensão de corte e da carga de tracção axial ao longo da Swellex. 47
Figura 3. 18 - Canal Para Encaminhamento da Linha de Água 48
Figura 3. 19 - Corte Transversal do Emboquilhamento Poente 49
Figura 3. 20 - Vista em Planta do Emboquilhamento Poente 50
Figura 3. 21 - Posicionamento e Identificação de Alguns Equipamentos 51
Figura 3. 22 – Jumbo de perfuração 52
Figura 3. 23 – Ponto de referência para orientação do braço do Jumbo 53
Figura 3. 24 – Martelo pneumático 53
Figura 3. 25 - Giratória 53
Figura 3. 26 – Pá carregadora de rodas 54

Figura 3. 27 – Camião de carga 55
Figura 3. 28 - Multifunções 55
Figura 3. 29 – Carrinhas de explosivos 56
Figura 3. 30 – Robô de projecção 57
Figura 3. 31 - Alcance de manobra da lança do robot 57
Figura 3. 32 – Torva do robô 58
Figura 3. 33 - Autobetoneira 59
Figura 3. 34 – Máquina para aplicação das *Swelexs* 59
Figura 3. 35 – Comportamento das Swelexs ao introduzir uma pressão de água de 45 MPa 60

4. Execução de obra

Figura 4. 1 - Fases de escavação usados 62
Figura 4. 2 - Detonador de Retardo 66
Figura 4. 3 - Ohmímetro utilizado para verificação do circuito da pega 67
Figura 4. 4 - Definição das zonas de arrebentamento 68
Figura 4. 5 - Plano de fogo da zona da caldeira e sua sequência de disparo 68
Figura 4. 6 - Plano de fogo em toda a secção e sua sequência de disparo 69
Figura 4. 7 – Organograma de um ciclo de escavação 71
Figura 4. 8 - Equipamentos usados na remoção de escombros 72
Figura 4. 9 - Imagem elucidativa dos vários zonamentos geotécnicos a escavacar, assim como o local onde as frentes se encontram escavadas até à data 11/11/2009 ... 75
Figura 4. 10 - Primeiro Parâmetro - Resistência à Compressão Simples 81
Figura 4. 11 - Ensaio de Resistência à Compressão Simples 81
Figura 4. 12 - Martelo de Schmidt 82
Figura 4. 13 - Estimativa da compressão a partir da dureza de Schmidt 82
Figura 4. 14 - Gráfico para definição do primeiro parâmetro 83
Figura 4. 15 - Processo para o cálculo do RQD 85
Figura 4. 16 - Segundo Parâmetro - RQD 86
Figura 4. 17 - Terceiro parâmetro – espaçamento entre descontinuidades 87
Figura 4. 18 - Alguns exemplos de inclinação e orientação das descontinuidades 88
Figura 4. 19 - Quarto parâmetro – orientação das descontinuidades 89
Figura 4. 20 - Quinto parâmetro – características das descontinuidades 89
Figura 4. 21 - Sexto parâmetro – percolação da água subterrânea 90
Figura 4. 22 - Definição da Qualidade do maciço 90

Figura 4. 23 - Designação da qualidade da rocha - RQD 93
Figura 4. 24 - Índice do numero de famílias de diáclases, Jn 93
Figura 4. 25 - Perfis de rugosidade (Barton et al. 1974) 94
Figura 4. 26 - Índice de rugosidade das fracturas, Jr 94
Figura 4. 27 - Grau de alteração das descontinuidades, Ja 95
Figura 4. 28 - Índice das condições de percolação da água, Jw 96
Figura 4. 29 - Factor de redução de tensões, SRF 96
Figura 4. 30 - Tabela para definição do GSI 100
Figura 4. 31 - Tabela para determinação da constante mi 101
Figura 4. 32 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas pelo critério de Hoek – Brown e Mohr - Coulomb 104
Figura 4. 33 - Perfil topográfico sobrelevado e análises realizadas 106
Figura 4. 34 - Valor da tensão principal mínima máxima calculada pelo programa 108
Figura 4. 35 - Gráfico das relações entre as tensões principais máximas e mínimas pelo critério 110
Figura 4. 36 - Resultados da Análise 2 111
Figura 4. 37 - Resultados da Análise 3 112
Figura 4. 38 - Resultados da Análise 4 113
Figura 4. 39 – Exemplo da colocação de uma cambota 116
Figura 4. 40 - Ábaco para determinação do passo de avanço e tempo do maciço estável sem Suporte 117
Figura 4. 41 - Método para determinação do passo de avanço e tempo de sustentação 118
Figura 4. 42 - Ábaco para determinação do tipo de suporte em função da Dimensão Equivalente 122
Figura 4. 43 - Recomendações propostas por RUIZ para o passo de avanço, assim como o método de escavação 126
Figura 4. 44 - Recomendações propostas por RUIZ para passo de avanço e 127

5. Instrumentação Geotécnica e Estrutural

Figura 5. 1 - Planta do Emboquilhamento Poente e sua instrumentação externa 130
Figura 5. 2 - Esquema de Instalação de um Inclinómetro 131
Figura 5. 3 - Esquema da Leitura do Inclinómetro 131
Figura 5. 4 - Representação da Leitura do Inclinómetro 132

Figura 5. 5 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 02 133
Figura 5. 6 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 01 134
Figura 5. 7 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 03 134
Figura 5. 8 - Esquema de Instalação do Extensómetro e Deflectómetro 135
Figura 5. 9 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+958.5 136
Figura 5. 10 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5 137
Figura 5. 11 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5 139
Figura 5. 12 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+958.5 141
Figura 5. 13 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5 142
Figura 5. 14 - Localização dos alvos no talude perpendicular ao emboquilhamento ... 144
Figura 5. 15 - Representação gráfica dos dados obtidos segundo as três direcções .. 144
Figura 5. 16 - Localização dos alvos no talude de emboquilhamento..... 145
Figura 5. 17 - Representação gráfica dos dados obtidos segundo as três direcções .. 146
Figura 5. 18 - Alvos instalados nos túneis principais 147
Figura 5. 19 - Alvos instalados nas passagens de veículos e peões 147
Figura 5. 20 - Exemplo da representação gráfica das convergências 148

Índice de Tabelas

2. Projecto do Túnel do Marão

Tabela 2. 1 - Possíveis intervalos dos parâmetros geológico - geotécnico 29

4. Execução de obra

Tabela 4. 1 - Características e código do tipo de detonador em questão 67
Tabela 4. 2 - Avanços médios diários em ambas as frentes consoante o zonamento geotécnico 74
Tabela 4. 3 – Possíveis prazos de execução do Túnel Norte em dias e meses 78
Tabela 4. 4 - Classificação proposta pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM) 84
Tabela 4. 5 - Classificação dos maciços com base no RQD 85
Tabela 4. 6 - Relações através do RMR 91
Tabela 4. 7 - Relação entre o valor Q e o tipo de maciço 97
Tabela 4. 8 – Índice de segurança, ESR 97
Tabela 4. 9 - Determinação dos valores $\boldsymbol{Qw}$ 98
Tabela 4. 10 - Tabela para determinação do valor D 102
Tabela 4. 11 – Tabela resumo de todas as análises 114
Tabela 4. 12 - Índice de Segurança, ESR 121

5. Instrumentação Geotécnica e Estrutural

Tabela 5. 1 - Valores máximos de referência para os extensómetros 138
Tabela 5. 2 - Valores máximos de referência para as marcas de superfície 141
Tabela 5. 3 - Valores máximos de referência para as marcas de superfície 143
Tabela 5. 4 - Valores máximos de referência para secção plena em mm 149
Tabela 5. 5 - Valores máximos de referência para meia secção em mm 149
Tabela 5. 6 - Deslocamentos verificados no final do mês de Maio em mm 150
Tabela 5. 7 - Deslocamentos verificados no final do mês de Maio em mm 151

Índice de Gráficos

4. Execução de obra

Gráfico 4. 1 - Gráfico comparativo entre as pregagens definidas pelo projectista e as pregagens definidas pelo ábaco referentes ao túnel sul..... 123
Gráfico 4. 2 - Gráfico comparativo entre as pregagens definidas pelo projectista e as pregagens definidas pelo ábaco referente ao túnel norte..... 124

1. Introdução

1.1. Introdução Histórica

Os primeiros túneis devem ter surgido com o intuito dos povos pré-históricos se protegerem das intempéries, dos ataques dos animais e dos fogos.

Na Babilónia, os túneis foram fortemente utilizados para a irrigação. Consta-se que o primeiro túnel a ser construído, sendo este a céu aberto, terá sido na Babilónia entre o ano de 2180-2160 A.C. sobre o rio Eufrates. Para a sua construção, efectuou-se o desvio do rio, durante a estação seca, para se efectuar a ligação entre o palácio real e o templo.

Os Gregos e os Romanos também recorreram ao uso de túneis, para fazer a drenagem de pântanos e aquedutos de água. Construiu-se no século VI A.C. o túnel de água, Grego, na ilha de Samos. Este apresentava cerca de 1 km em calcário com uma secção transversal de aproximadamente 6 m^2.

No século XVII, para satisfazer as necessidades crescentes dos transportes, na Europa, surgiu o grande avanço da construção de túneis. O primeiro foi o *Canal du Midi* localizado na região de Midi, em França, que permitiu a comunicação entre o Oceano Atlântico e o Mar Mediterrâneo. Na sua construção, recorreu-se a brocas para perfurar buracos, com o intuito de introduzir a pólvora. Desta forma, terá sido a primeira grande obra pública a utilizar explosivos. Esta magnificente obra foi projectada por *Pierre-Paul Riquel* para solucionar questões económicas, militares e políticas. Assim, o grande objectivo era transportar mercadorias, evitando a navegação em águas abertas, no Estreito de Gibraltar e no contorno da Península Ibérica.

O *Canal du Midi* é o túnel de canal marítimo, mais antigo da Europa, que ainda se encontra em funcionamento. No entanto, apenas é navegável no sentido turístico.

Figura 1. 1 - ***Canal du Midi***

Ao longo da história foram construídos grandiosos túneis para o uso ferroviário. A primeira travessia dos Alpes, *Mont Cenis*, também designada por *Fréjus*, demorou 14 anos a ser finalizada (1857-1871). O Engenheiro desta obra, *Germain Sommeiller*, introduziu muitas técnicas pioneiras. Desenhou uma broca de ar que, tornou possível um avanço de 5 m por dia. Esta foi utilizada em vários túneis europeus, sendo substituída, posteriormente, por outros métodos desenvolvidos nos Estados Unidos, por *Simon Ingersoll* no *Hoosac Tunnel*. Devido à grande extensão deste túnel, a ventilação tornou-se um grande problema que foi resolvido com a utilização de ventilação forçada. Para isto, recorreram à instalação de ventiladores, na parte superior do túnel, e efectuaram frequentes ligações ao túnel paralelo para facilitar a ventilação e a drenagem.

Além de tudo isto, *Simon* encontrou, a cerca de 700 m, abaixo do cume da montanha, grandes tensões instaladas nos xistos fracos, exigindo assim uma espessura de revestimento, em alvenaria, de sensivelmente 1 m para resistir a convergências nas áreas localizadas.

Em 1825, na continuidade da evolução dos túneis, surgiu o primeiro túnel subaquático, sob o rio Tamisa, no *Wapping-Rotherhithe*, dirigido pelo Engenheiro *Marc Brunel.* Na construção desta sublime obra, *Marc Brunel* inspirou-se na natureza, em que observou um molusco que cavava a madeira, atirava-a para trás e revestia a parte escavada com um líquido, formando assim um revestimento da superfície escavada. Através desta observação, *Marc Brunnel* desenhou uma máquina que preencheu os requisitos para o seu projecto. Esta foi construída, em 1841, com 11 m de largura, 6 m de altura e 396 metros de comprimento, contribuindo assim para a união das duas margens. Localizava-se a uma profundidade de 23 m abaixo da superfície do rio (medido na maré alta).

Em suma, constata-se que a evolução da concepção de túneis foi colossal. Uma vez que, o Homem conseguiu ultrapassar as fronteiras físicas impostas pela natureza, facilitando assim as deslocações e o encurtamento do tempo de viagem.

1.2. Desenvolvimento/Evolução dos túneis na história de Portugal

Portugal começou a sua evolução na construção de túneis através exploração de minérios, tendo uma influência considerável na sua história.

Em 1802, as minas de São Pedro da Cova, após a descoberta do carvão e da antracite existentes no seu subsolo, tornaram-se um centro industrial de grande importância. Iniciou-se a sua exploração, utilizando uma tecnologia rudimentar, não ultrapassando os 100 m de profundidade e os 320 m de extensão, escoradas com madeira de pinho cortada na vizinhança. As condições de trabalho eram de uma grande dureza. A iluminação fazia-se através de candeias de azeite e a extracção processava-se através de "uma longa fila de homens que passavam de mão em mão cestos de madeira contendo o carvão", que a 60 m da boca do poço era lançado em vagonetes e depois tirado até à superfície.

As galerias, que tinham uma secção de 2,20 m por 1,80 m, e os movimentos de terreno tornavam difíceis e incómodos os transportes e a circulação no interior da mina.

Portugal acompanhou a evolução dos transportes ferroviários, tendo construído, em 1856, a primeira linha entre Lisboa e Carregado, onde mais tarde foi construído o primeiro túnel em Portugal, o Túnel de Chão de Maçãs, com cerca de 650 m e duas vias de circulação, ficando concluído em 1862.

Desde esta altura que Portugal não parou na sua evolução. Construiu túneis para o metro, rodoviários, ferroviários e tomadas de água.

Desde 1888 que se pensava em construir o metro na cidade de Lisboa. A ideia era do Engenheiro Militar Henrique de Lima Cunha. Porém, só entre 1920 e 1924 é que foram apresentados os projectos para a rede metropolitana de Lisboa por *Lanoel d'Aussenac*, Abel Coelho, *José Manteca Roger* e *Juan Luque Argenti.* No entanto, foram rejeitados.

Finalmente, a 7 de Agosto de 1955, iniciaram-se as obras do metropolitano de Lisboa, constituído por uma linha em “Y”, ligando os Restauradores ao actual Marquês de Pombal, separando-se aqui a linha em dois ramais, uma para Entre Campos e outro para o actual Jardim Zoológico. A rede metropolitana de Lisboa esteve sempre

em constante crescimento, sendo construídas várias linhas, ao serviço dos utentes, ao longo dos anos. A mais recente foi concluída em 2007, estando neste momento em construção a linha oriente-aeroporto. O metro revelou-se um importante factor de desenvolvimento urbanístico da cidade, delineando novas áreas de habitação e serviços.

A última grande obra realizada em Portugal foi a construção de novas vias rodoviárias na Madeira, onde se construiram 135 pontes e viadutos e mais de 100 túneis, o que demonstra a enorme evolução na construção de túneis.

O grande volume de obras ocorreu em 2000, continuando neste momento em construção via expresso – lado norte da ilha.

Actualmente, os pensamentos estão dirigidos para a construção do novo Túnel do Marão, um arrojado projecto da engenharia, com a visão de um desenvolvimento promissor para a região Trasmontana.

Figura 1. 2 - Túnel e Ponte na Madeira

Figura 1. 3 - Túnel na Madeira

1.3. Objectivos da obra e seu impacto na região

O Túnel do Marão é a grande obra rodoviária dos próximos dois anos, a nível Nacional e Ibérico, uma vez que se trata do maior túnel rodoviário da Península Ibérica. É constituído na realidade por um par de túneis gémeos, com iguais comprimentos de aproximadamente 5 655 m de extensão, cada um, perfazendo um total de 11310 m de túnel. Os túneis são paralelos com duas faixas de tráfego, cada um, onde existirão quinze ligações entre eles, das quais oito serão exclusivamente pedonais, no final da obra, cinco serão passagens para veículos e peões e duas serão para instalação de cabines eléctricas.

O esquema seguinte apresenta a disposição geral dos túneis do Marão.

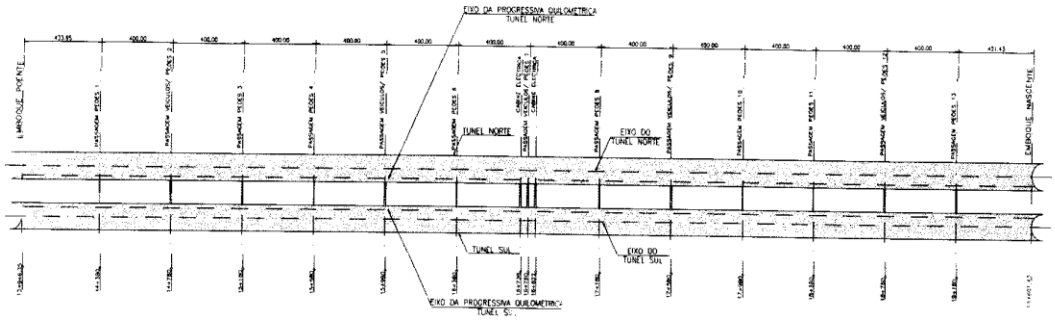


Figura 1. 4 - Disposição geral dos túneis do Marão

A construção da nova A4 é um anseio antigo de toda uma região, tornando-se uma construção fulcral para a região de Trás-os-Montes. Uma vez que, será uma alternativa ao sinuoso Itinerário Principal 4 (IP4). Desta forma, prever-se-á a diminuição da sinistralidade nas estradas de ligação ao interior (IP4) que é palco de vinte e quatro mortes, em média anual, nos últimos anos.

Por outro lado, profetiza-se a diminuição do tempo de viagem, bem a melhoria das condições para esta. O novo traçado da auto-estrada vai reduzir o tempo de viagem no trajecto Porto - Vila Real em cerca de vinte minutos, passando assim de uma hora e doze minutos, de viagem, para cerca de quarenta e cinco minutos. Em 2012, surgirá uma nova via que ligará Amarante a Vila Real que possuirá uma extensão total de 29,8 km aos alternativos 40,8 km do IP4.

Contudo, este encurtamento de 11 km permitirá uma maior mobilidade dos transportes públicos e mercadorias, conseguindo deste modo levar os bens essenciais com uma maior fluidez e facilidade no trajecto do produtor – comprador. Isto fomentará o desenvolvimento do comércio interior com o litoral, fonte importante para o desenvolvimento destas regiões. Os transportes privados também beneficiarão directamente deste novo trajecto, causando assim uma diminuição de custos muito significativa relativamente ao consumo de combustíveis, bem como a comodidade da viagem, favorecendo cerca de 120 000 habitantes.

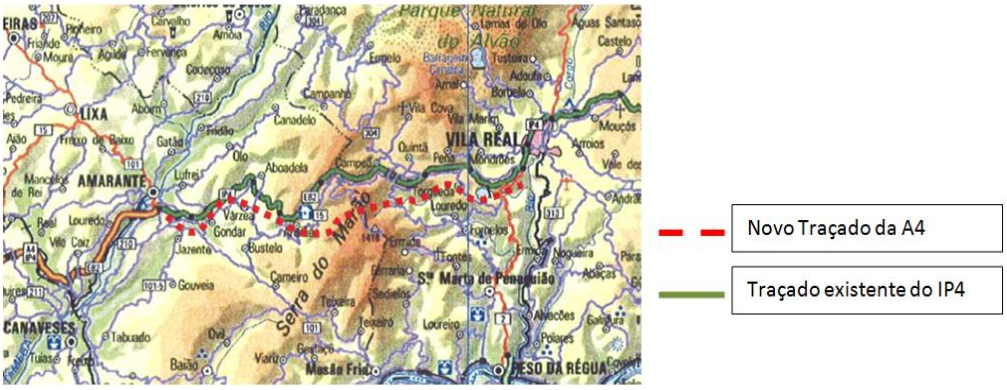


Figura 1. 5 - Enquadramento geográfico do traçado da A4 – Amarante / Vila Real

2. Projecto do Túnel do Marão

2.1. Localização geográfica do Túnel do Marão

A Serra do Marão está localizada a norte de Portugal e divide os concelhos de Amarante, Vila Real e Baião. Em simultâneo, divide os distritos do Porto e de Vila Real e a transição do Douro Litoral para o Alto Douro. Trata-se da sexta serra mais alta de Portugal Continental com 1415 m de altitude e 689 m de proeminência topográfica.

A geologia da Serra do Marão é composta por largas manchas xistosas ou graníticas, existentes na zona de Campanhó. Ao longo da serra, encontram-se inúmeras instalações abandonadas, relativas à exploração das minas de volfrâmio. Estas atingiram o seu auge nos tempos da Segunda Guerra Mundial.

Nesta sublime Serra encontram-se os túneis do Marão com emboquilhamentos a nascente e a poente. O emboquilhamento de poente fica localizado ainda em Amarante, mais propriamente na Freguesia de Candemil, enquanto o emboquilhamento de nascente localiza-se na Freguesia de Campeã, já no distrito de Vila Real.

2.2. Geologia Regional

Na construção de obras civis devem ser precedidos estudos para a caracterização geológica - geotécnica da área de interesse. Sendo assim, indicar-se-á a distribuição dos diversos tipos de rocha do local, os parâmetros físicos das rochas e as técnicas mais adequadas para intervenção nos terrenos. Também irá verificar-se se existe necessidade de tratamento para a estabilização dos maciços e se há indícios do melhor local para posicionamento das infra-estruturas das obras.

É imprescindível que, desde o início das actividades, as principais características geológicas da área já estejam bem definidas. Uma vez que se pretende encaminhar o projecto segundo as aptidões naturais do local. Assim, proporcionar-se-á a elaboração de um empreendimento de harmonia com o desenvolvimento natural do terreno. Desta forma, tenta-se que a construção seja económica e segura.

A principal ferramenta utilizada para este objectivo é a investigação geológica - geotécnica através de cartas geológicas e métodos indirectos e directos, dos quais fazem parte os ensaios geofísicos e as sondagens mecânicas.

Os dados geológicos - geotécnicos contidos no novo traçado da A4, entre Amarante e Vila Real, permitem a caracterização da região do Túnel do Marão, possuidora de uma evolução geológica complexa. A região interceptada faz parte, em termos paleogeográficos e tectónicos, da Zona Centro Ibérica. Esta encontra-se próxima do limite da Subzona Galiza Média Trás-os-Montes e é constituída por terrenos metamórficos (xistos, filitos, grauvaques, gnaisses e quartzitos) e por maciços ígneos graníticos.

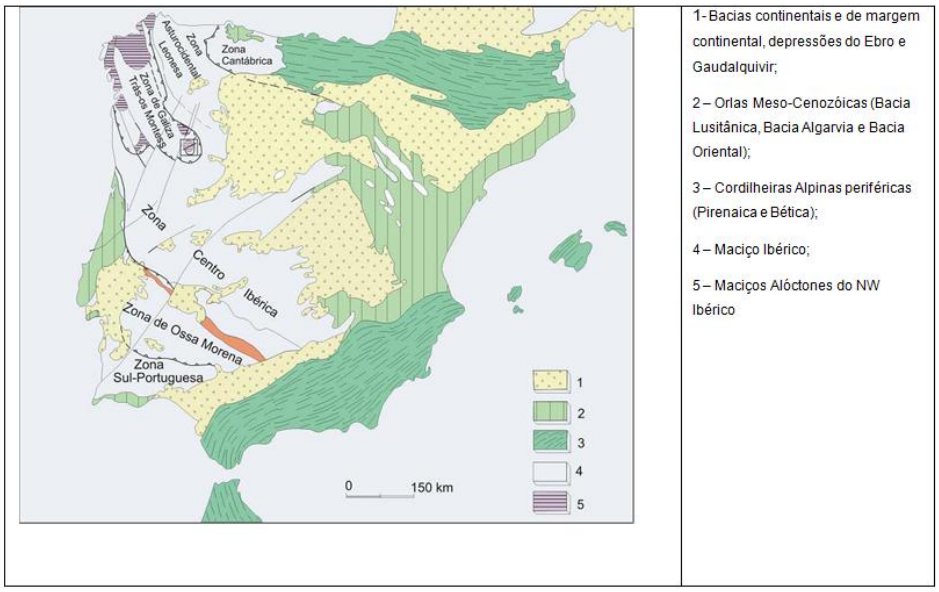


Figura 2. 1 - Zonas Morfotectónicas

Os maciços graníticos correspondem a um dos principais testemunhos da tectónica ocorrida durante a Orogenia Hercínica. Desta forma, verifica-se uma metamorfização significativa de todos os terrenos do Paleozóico, originando assim extensos e embaraçosos dobramentos provocados pela Orogenia Hercínica. Estes evidenciam sinais de metamorfismo de contacto, como os xistos mosqueados, os gnaisses e as corneanas.

Figura 2. 2 - Dobramentos encontrados na Serra do Marão

Mais tarde, a região sofreu as repercussões da orogenia Alpina, dando origem nomeadamente a fracturação nos maciços graníticos. Com base em algumas medições das atitudes de diaclases observadas, constata-se uma tendência para uma compartimentação destes maciços rochosos, segundo duas direcções predominantes WNW-ESSE e NNE-SSW. Em ambos os casos, com inclinações sub-verticais, ou seja, uma compartimentação do tipo ortogonal, como é característica dos maciços graníticos.

A Serra do Marão, como o restante autóctone da Zona Centro Ibérica, foi particularmente deformada pela Orogenia Varisca. A primeira fase de deformação D1 foi de grande intensidade e a estruturação actual desenvolveu-se essencialmente durante essa fase. No entanto, não se pode deixar de referir os efeitos da inversão Sarda visíveis, quer na Formação de Desejosa, quer na formação basal do Ordovícico. Na primeira, esta inversão tectónica foi responsável pela geração em regime transpressivo direito (RIBEIRO *et al.*, 1991) de dobras amplas sem clivagem, a que estaria provavelmente associada a emersão de vastas áreas durante o Câmbrico Superior e Tremadociano. Na segunda, os efeitos deste curto episódio compressivo ante-Ordovícico, regionalmente designado por fase Sarda (RIBEIRO *et al.*, 1991; DIEZ BALDA *et al.*, 1990) terão sido responsáveis pela deposição do conglomerado polimítico grosseiro com elementos líticos da unidade infrajacente e no vulcanismo bimodal aí observado (COKE *et al.*, *in press*). A primeira fase de deformação varisca ocorre em regime transpressivo esquerdo (RIBEIRO *et al.*, 1990; DIAS & RIBEIRO, 1994) e pode ser caracterizada pela ocorrência de dobras, ligeiramente vergentes para

NE com eixos a inclinar cerca de 12° para WNW a que se associa uma forte clivagem de plano axial (S1) de direcção WNW-ESE. As lineações de intersecção estratificação/clivagem primária (S0/S1) são subparalelas ao eixo das dobras e o estiramento mineral é sub-horizontal, estando por isso também muito próximo do eixo das dobras.

As fases posteriores são nitidamente menos expressivas traduzindo-se geralmente pela ocorrência, em alguns locais, de uma segunda clivagem ou simplesmente por crenulações com maior expressão nos níveis mais pelíticos. Aqui, verificamos que a deformação associada à D1 se traduz por uma pequena ondulação das camadas e por uma clivagem de plano axial muito ténue. A estas estruturas sobrepõe-se uma fase mais intensa (D3 regional), responsável pelo dobramento coaxial das estruturas anteriores (PEREIRA, 1987, RIBEIRO *et al.*, 1990, COKE *et al.*, 1998), e pela produção de uma clivagem secundária muito intensa.

Relativamente à fracturação foram identificados dois sistemas principais responsáveis por quatro famílias de falhas:

- ✓ Falhas normais com uma forte componente de desligamento direita bem representadas no intervalo N10° - 20°NW.
- ✓ Falhas inversas com uma importante componente de desligamento esquerda e direcções entre N70° e 80°NW.
- ✓ Desligamentos esquerdos com a distribuição das direcções muito concentrada segundo o intervalo N60° - 70°NW.

Desligamentos direitos cujas direcções mais representativas se distribuem pelo intervalo N30° - 40°E.

É de evidenciar que os metassedimentos apresentam dobramentos de portes decaquilométricos correspondentes e são envolvidas por dobras menores, quilométricas a submilimétricas. Este dobramento representa os deslocamentos finais das massas rochosas em condições dúcteis (transição dúctil/rúptil). Estes dobramentos invertem a direcção das foliações/estratificações e devido à sua postura, segundo a distribuição de Riedel, as estruturas de falhas são desenvolvidas em planos quase ortogonais, esforço de dobramentos, conforme se verifica na figura seguinte.

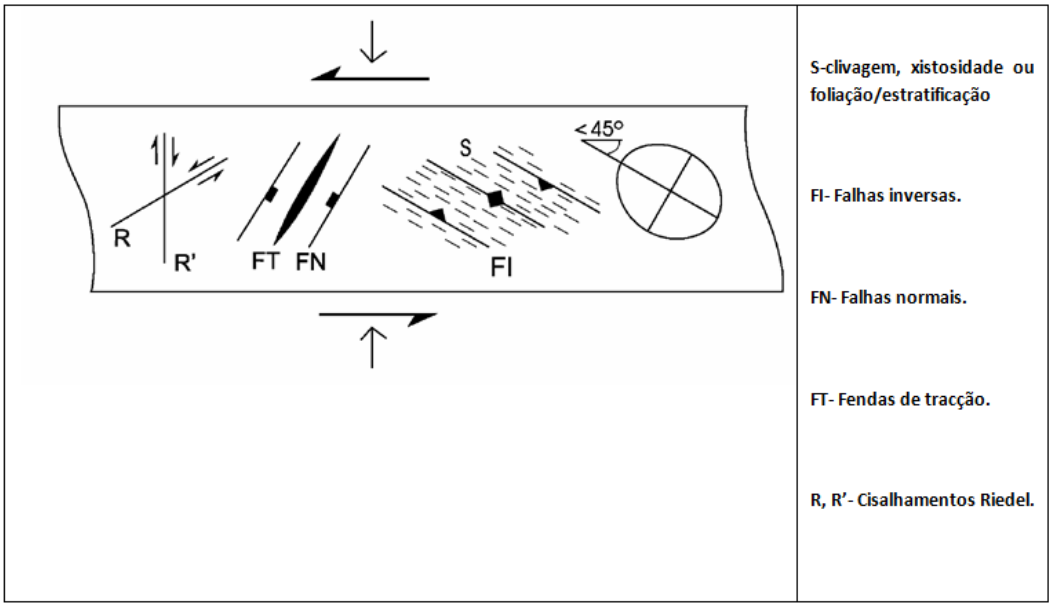


Figura 2. 3 - Distribuição das falhas segundo Riedel

2.3. Geologia local

As cartas topográficas apenas transmitem informações referentes ao relevo da superfície terrestre. No entanto, quase toda a utilização, de uma determinada área, tem envolvimento com os materiais localizados abaixo da superfície.

As cartas geológicas informam sobre as inúmeras diferenças existentes nas diferentes rochas superficiais ou do subsolo. Prenunciam ainda qual a disposição dessas rochas em profundidade, ou seja, fornece uma informação do subsolo como se fosse despromovido da terra arável, da cobertura vegetal e das construções humanas.

As cartas geológicas são de extrema importância para a prospecção e exploração de matérias-primas e de fontes de energia. Além disto, numa fase previa, são fulcrais na escolha de locais para a implementação de grandes obras da engenharia, abastecimento de águas, riscos sísmicos, agricultura, estudos científicos e didácticos, entre outros. Sendo assim, poder-se-á concluir que se trata de um documento indispensável no planeamento e ordenamento do território. Além dos geólogos, os engenheiros civis, os engenheiros agrónomos, os pedólogos e os geógrafos, entre outros profissionais, recorrem a estas cartas. Isto porque, estas exibem a informação necessária para o seu domínio de intervenção profissional, cuja

incidência pode afectar a segurança, a viabilidade do projecto ou economicamente a obra.

A compreensão da legenda das cartas geológicas é de extrema importância, seja ela informação sobre elementos topográficos ou sobre elementos geológicos. Sem uma legenda clara e completa, é muito difícil, senão quase impossível, realizar uma leitura eficaz e uma correcta interpretação da carta.

Na figura seguinte poder-se-á visualizar a carta geológica, bem como a legenda. A carta geológica é apresentada à escala 1:50000, pertencente à folha 10-C - Peso da Régua, do local pelo qual os túneis do Marão passarão.

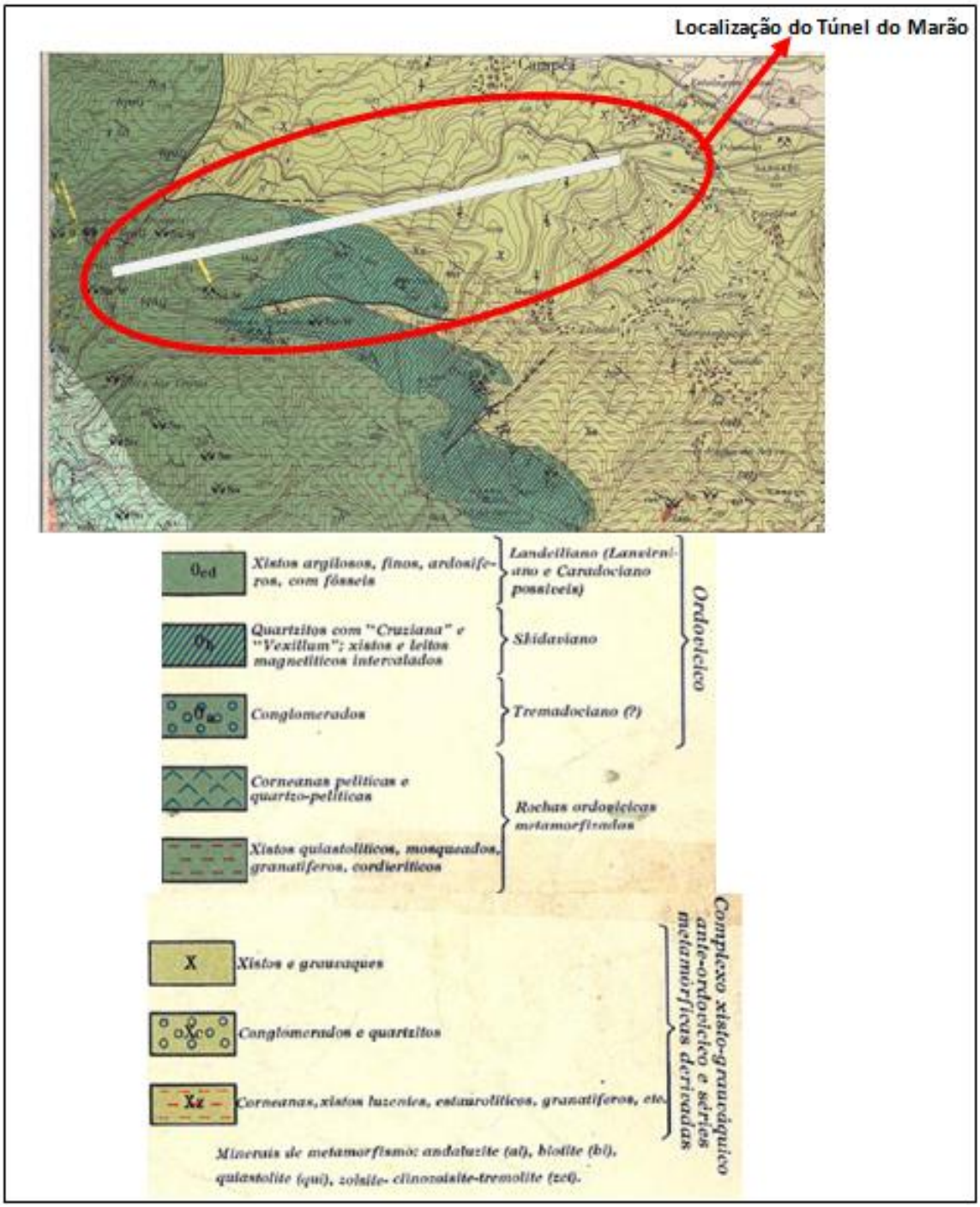

Localização do Túnel do Marão
Campeã
Xistos argilosos, finos, ardosíferos, com fósseis
Landeiliano (Lanvirniano e Caradociano possíveis)
Quartzitos com "Cruziana" e "Vexillum"; xistos e leitos magnetíticos intervalados
Shidaviano
Conglomerados
Tremadociano (?)
Ordovícico
Corneanas pelíticas e quartzo-pelíticas
Xistos quiastolíticos, mosqueados, granatíferos, cordieríticos
Rochas ordovícicas metamorfizadas
X
Xistos e grauvaques
Conglomerados e quartzitos
Xz
Corneanas, xistos luzentes, estaurolíticos, granatíferos, etc.
Complexo xisto-grauváquico ante-ordovícico e séries metamórficas derivadas
Minerais de metamorfismo: andaluzite (al), biotite (bi), quiastolite (qui), zoisite-clinozoisite-tremolite (zcl).

Figura 2. 4 - Carta geológica

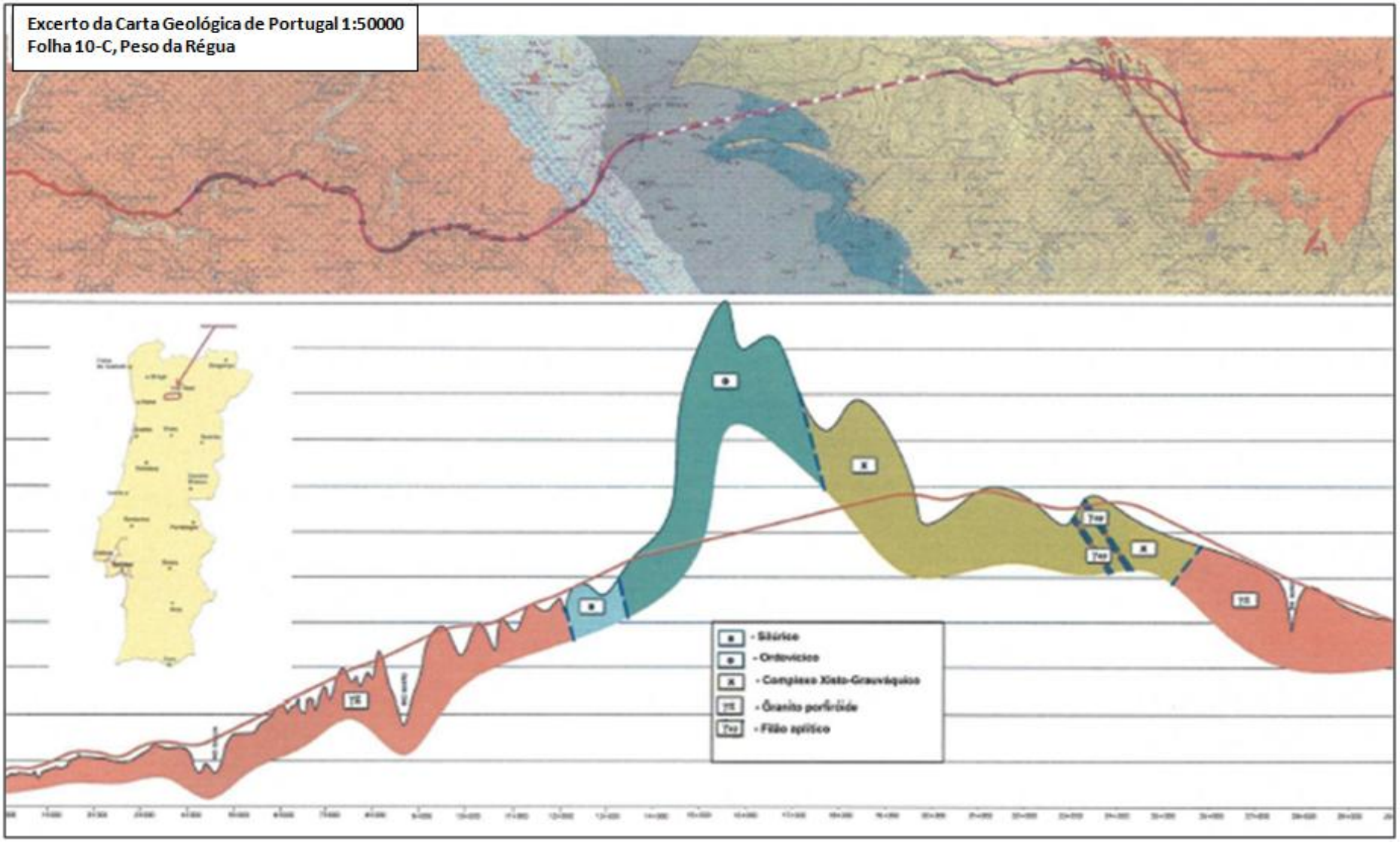


Figura 2. 5 - Perfil geológico do corredor do traçado

Como se pode verificar na carta geológica apresentada na figura 9, é possível notar que o túnel, ao longo do seu traçado, intercepta três tipos de maciços distintos. Começando do lado poente para o lado nascente do túnel, encontram-se os seguintes maciços:

- ✓ O_{cd} - Xistos argilosos, finos, ardosíferos, com fósseis; xistos sericílitos e quiastolíticos,
- ✓ O_b - Quartzitos com bilobites (Cruziana) e Vexillum; xistos e leitos magnetíticos intercalados,
- ✓ Complexo Xisto-Grauváquico ante-ordovícico e séries metamórficas derivadas.

No lado poente atravessa um maciço do tipo - Xistos argilosos, finos, ardosíferos, com fósseis: xistos sericílitos e quiastolíticos (O_{cd}). Assente sobre os quartzitos com bilobites e sucedendo a estes, encontra-se uma extensa faixa xistenta, desenvolvida sobretudo na metade norte da mancha ordovício – silúrica. As rochas xistentas foram metamorfizadas, encontrando-se cheias de grandes cristais de quiastolite, conforme se pode observar no alto de espinho e nas proximidades da pousada de São Gonçalo.

Aproximadamente a meio do comprimento do túnel, este atravessa um maciço do tipo O_b - Quartzitos com bilobites (Cruziana) e Vexillum; xistos e leitos magnetíticos intercalados. Os quartzitos constituem uma comprida faixa, com a qual se relacionam os relevos mais importantes da serra. Estas rochas são particularmente desenvolvidas entre o alto de Espinho e Ferreira e formam as cristas imponentes do alto do Marão. Podem-se observar no vale do ribeiro do Ramalhoso, numerosas dobras, algumas de grande beleza, que testemunham os esforços compressivos que actuaram sobre as rochas em questão. Da Fraga da Ermida até o rio Teixeira, o dorso da serra é marginado por uma estreita faixa de quartzitos com bilobites, acabando por terminar perto da Várzea. O conjunto dos terrenos ordovício – silúricos parece ser cortado, neste local, pelo prolongamento da grande falha do rio Fornelo. As bilobites são relativamente frequentes na zona do alto do Marão e do Portal do Homem, onde os quartzitos, quase verticais, formam um relevo amuralhado. Encontrou-se uma grande

placa quartzítica com a superfície coberta de Cruziana. Pode-se também por vezes encontrar Granadas.

Finalmente, no lado nascente do túnel, encontra-se um maciço Complexo Xisto-Grauváquico ante-ordovícico e séries metamórficas derivadas. As rochas do Complexo Xisto-Grauváquico (X) ocupam uma extensa área da metade oriental da região abrangida pelo mapa. O complexo Xistos e Grauvaques ante-ordovícico é formado por uma série espessa de xistos e grauvaques, contendo alguns quartzitos, em disposição alternada. A regularidade da alternância de leitos predominantemente pelíticos e leitos essencialmente psamíticos, dá à rocha um aspecto listrado.

Perto do emboquilhamento poente existem filões de quartzos, dispostos segundo a orientação NNW – SSE, frequentemente com mineralizações de volframite, pirite de ferro, calcopirite, arsenopirite, etc.

A serra do Marão foi durante muitos anos um ponto atractivo para a exploração de minério. Daí existirem minas nas redondezas dos túneis, actualmente desactivadas. As Minas do Ramalhoso são um ponto a ter em destaque devido à sua proximidade com o túnel, do qual seria possível ter uma percepção do que se poderia encontrar ao longo do túnel do Marão, podendo estas servirem como prospecção.

Este conjunto de minas, situa-se na região a sul do Túnel do Marão. A mineralização, estanífera, cassiterite e volframítica, está relacionado com filões quartzosos e pegmatíticos encaixados nos xistos metamórficos. Estes filões estão orientados, na sua maior parte, na direcção NNE – SSE, por vezes alguns dispõem-se segundo a direcção NE – SW. A espessura varia de 0,14 m a 0,30 m, podendo atingir 0,80 m. Segundo informações da Circunscrição Mineira do Norte, estas minas produziram, entre 1956 e 1965, 16 toneladas de concentrados de cassiterite e 5 toneladas de volframite.

2.3.1. Sondagens de Prospecção do Terreno Adjacente ao Túnel

A prospecção consistiu na realização de dois furos de sondagem, com orientação paralela ao eixo do túnel, com uma inclinação de 45 graus. Estes foram executados com recurso a sondas rotativas accionadas, por motor a gasóleo de avanço hidráulico, através de amostragem contínua. Utilizaram, para o efeito, amostradores de parede dupla com coroas diamantadas, com diâmetros de furação de

86 milímetros e 76 milímetros. Isto possibilita, no decorrer da operação de corte, acondicionar, no seu interior, o terreno atravessado. Assim, permite a obtenção de uma amostra contínua. A escolha do diâmetro e tipo de coroa a empregar depende da profundidade a atingir, assim como o tipo de litologia.

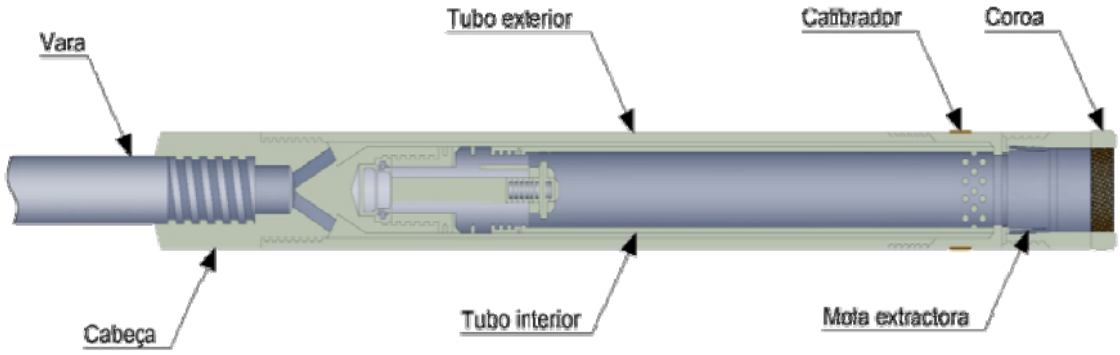


Figura 2. 6 - Amostrador de parede dupla

Os métodos executivos dos trabalhos de furação iniciam-se com o estabelecimento topográfico dos furos previstos, da limpeza e da preparação da área envolvente ao local do furo, com o intuito de possibilitar a execução de todas as tarefas intrínsecas ao posicionamento do equipamento e à furação.

Posiciona-se o equipamento no local e adapta-se a coluna de furação e a torre à inclinação pretendida. Realiza-se a abertura de dreno, para a drenagem do fluído de furação, e a protecção da boca do furo, evitando assim a acumulação de materiais finos resultantes da limpeza do furo, durante a furação.

Figura 2. 7 - Equipamentos utilizados nas sondagens de prospecção

A força sobre a ferramenta de corte assim como a velocidade de rotação são escolhidas consoante o tipo de terreno, o diâmetro pretendido e o molde da respectiva coroa.

A manobra de subida da caroteira, à superfície, é geralmente realizada em comprimentos regulares de 1,5 m ou 3 m.

Nos trabalhos de prospecção realizados detectaram-se apenas formações Ordovicicas, representadas por “xistos e grauvaques” e corneanas. Para além das litologias descritas na carta, foram intersectados níveis actuais de terra vegetal, na zona superficial do terreno, como era de prever**.**

Foram executadas duas sondagens, ambas localizadas na parede separadora dos dois túneis com profundidades de 55,5 m e 71,25 m perfazendo um total de 126,75 m de furação. Ambas as sondagens foram realizadas perto dos emboquilhamentos com o intuito de abranger a zona mais crítica, normalmente localiza-se perto dos emboquilhamentos.

No Emboquilhamento Poente a sondagem foi feita ao PK 14+000 com uma cota inicial de 675,44 m. Na figura seguinte visualiza-se a localização da sondagem.

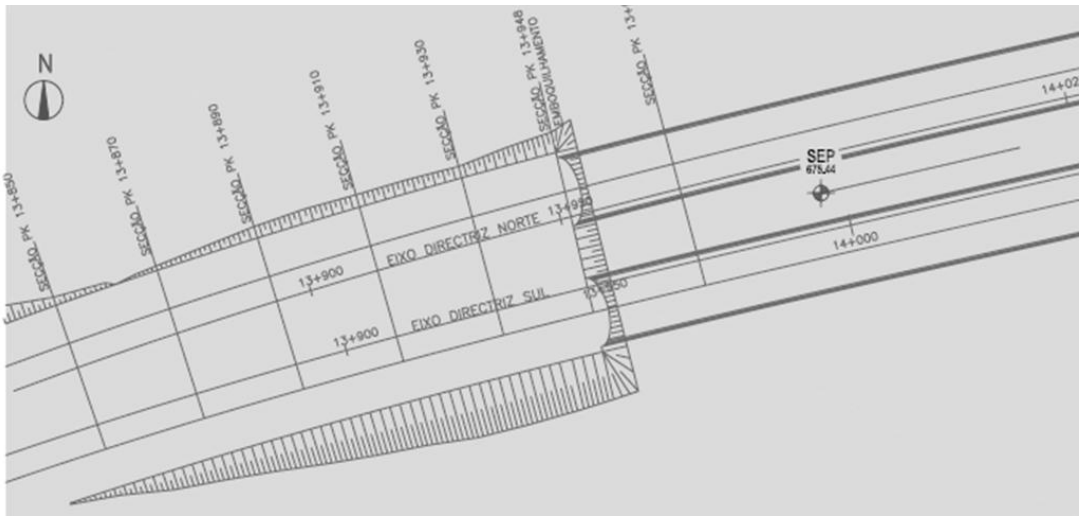


Figura 2. 8 - Planta de localização do emboquilhamento Poente

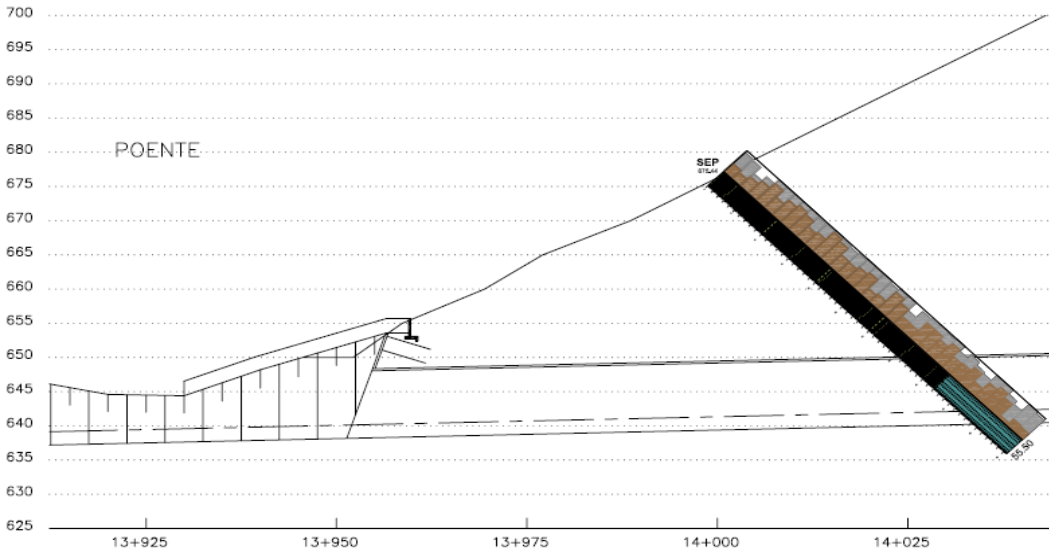


Figura 2. 9 - Alçado da Sondagem efectuada no Emboquilhamento Poente

No Emboquilhamento Nascente a sondagem foi feita ao PK 19+550 com uma cota inicial de 817,56 m. Na figura seguinte visualiza-se a localização da sondagem.

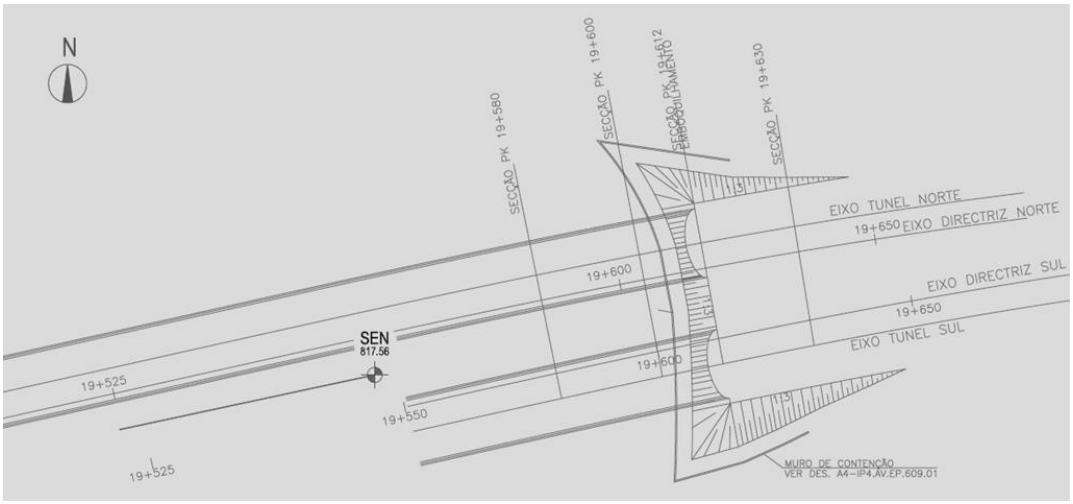


Figura 2. 10 - Planta de localização do emboquilhamento Nascente

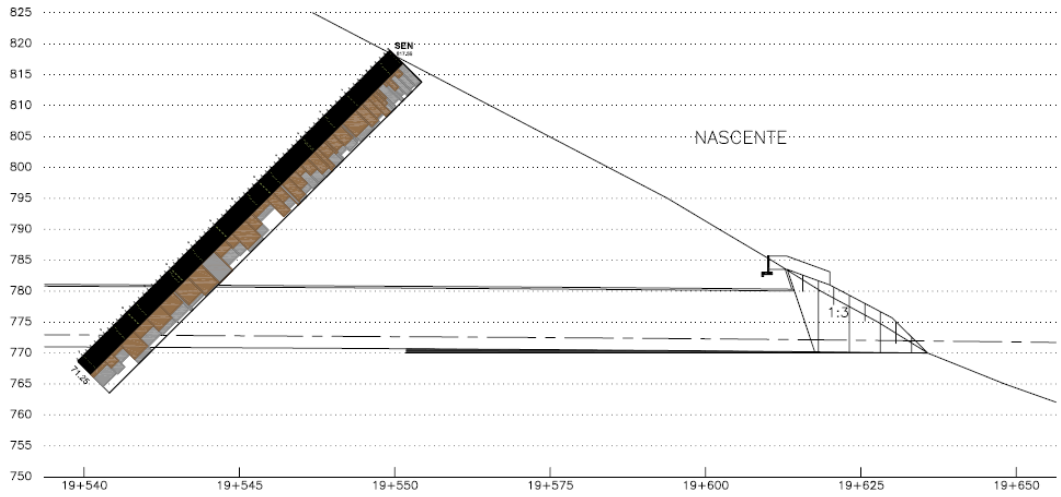


Figura 2. 11 - Alçado da sondagem efectuada no emboquilhamento Nascente

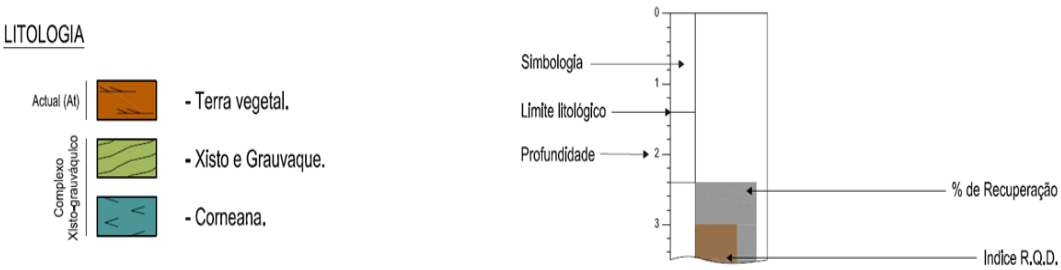


Figura 2. 12 - Legenda das sondagens efectuadas nos emboquilhamentos

Após as sondagens efectuadas no Emboquilhamento Poente e no Emboquilhamento Nascente e atendendo à geologia da área em estudo, individualizaram-se as seguintes **unidades litoestratigéficas**:

Actual (At)

- ✓ Terra vegetal – Contempla o nível mais à superfície do terreno, tendo sido detectada apenas na zona superficial da sondagem, executada na zona nascente do túnel, com uma diminuta espessura de 20 cm.

Complexo Xisto-Grauváquico (X)

- ✓ Xistos e grauvaques – Foram intersectados em ambas as sondagens e em quase todo o comprimento sondado, sendo que no Emboquilhamento Nascente foram detectados até ao comprimento máximo prospectado,

71,25 m, e no Emboquilhamento Poente foram detectados até ao comprimento de 42,00 m. Estes apresentam xistosidade muito pouco marcada, o que dificulta a distinção entre xistos e grauvaques. Caracterizam-se por materiais rochosos muito compactos, acinzentados e por vezes com tonalidades acastanhadas. Também foi frequente a presença de veios de quartzo, no seio do maciço rochoso, com espessuras compreendidas desde o milímetro até cerca de 40 centímetros.

Os níveis de xistos e grauvaques intersectados apresentam fracturas médias de $F_{3/4}$ a 45° com o eixo da sondagem, embora por vezes ocorram fracturas paralelas e a 60 graus com o eixo da sondagem, manifestando oxidação e colorações castanho - alaranjadas.

CLASSIFICAÇÃO DO ESTADO DE FRACTURAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Espaçamento de Fracturas (cm)	Simbologia	Designação
> 200	F_1	Muito Afastadas
60 a 200	F_2	Afastadas
20 a 60	F_3	Medianamente Afastadas
6 a 20	F_4	Próximas
< 6	F_5	Muito Próximas

S.I.M.R.

Figura 2. 13 - Classificação do estado de fracturação de maciços rochosos

Relativamente ao estado de alteração do maciço rochoso, pode-se observar, de um modo geral, como pouco alterados (W_2) e sãos (W_1). Por vezes encontram-se zonas medianamente alteradas a muito alteradas ($W_{3/4}$), que correspondem a passagens mais fracturadas. Assim, pode-se concluir que seriam zonas preferenciais para a percolação de água no maciço rochoso.

CLASSIFICAÇÃO DO ESTADO DE ALTERAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

SIMBOLOGIA	DESIGNAÇÃO	CARACTERÍSTICAS
W_1	SÃ	SEM SINAIS DE ALTERAÇÃO
W_2	POUCO ALTERADA	SINAIS DE ALTERAÇÃO NAS DESCONTINUIDADES
W_3	MEDIANAMENTE ALTERADA	ALETRAÇÃO VISIVEL EM TODO O MACIÇO, MAS NÃO É FRIÁVEL
W_4	MUITO ALTERADA	ALETRAÇÃO VISIVEL EM TODO O MACIÇO, E É FRIÁVEL PARCIALMENTE FRIÁVEL
W_5	DECOMPOSTA	MACIÇO COMPLETAMENTE FRIÁVEL, COM COMPORTAMENTO DE SOLO

S.I.M.R.

Figura 2. 14 - Classificação do estado de alteração de maciços rochosos

- ✓ Os Xistos – Grauvaques intersectados permitiram a obtenção de percentagens de recuperação compreendidas entre 45% e 100%, sendo que esta ultima se mostra mais frequente. O índice de qualidade RQD, embora muito variável entre 10% e 100%, apresenta geralmente valores entre 40% a 80%.

- ✓ Corneanas – Foram apenas detectadas na sondagem realizada no Emboquilhamento Ponte entre os 42 metros e o final dessa sondagem (55 metros). Caracterizam-se por rochas de elevada rigidez, muito compactas e de tonalidades cinzo-azuladas. Assim, pode-se afirmar que as corneanas apresentam-se sãs e pouco alteradas ($W_{1/2}$). Por vezes, tal como os Xistos e grauvaques apresentam veios de quartzo que podem apresentar espessuras até cerca de 40 centímetros.

Estas apresentam fracturas muito próximas (F_5) a muito afastadas (F_1), com predominância de fracturas medianamente afastadas (F_3). A elevadas profundidades, a partir dos 51.00 metros, a fracturação revela-se geralmente a 45 graus e/ou 90 graus com o eixo da sondagem. Há também, em algumas fracturas, níveis de oxidação com colorações castanho-alaranjadas. Contudo, é menos frequente que nos níveis de xistos e grauvauques.

A percentagem de recuperação nestes níveis encontra-se compreendida entre 70% e 100%. O índice de qualidade RQD, varia entre 13% e 80%, sendo que os valores mais comuns se encontrem entre 30% e 70%.

ÍNDICE DE QUALIDADE DO MACIÇO

INDICE R.Q.D. (%)	QUALIDADE DO MACIÇO
90 A 100	EXCELENTE
75 A 90	BOM
50 A 75	RAZOÁVEL
25 A 50	FRACO
0 A 25	MUITO FRACO

Figura 2. 15 - RQD Índice de qualidade do maciço

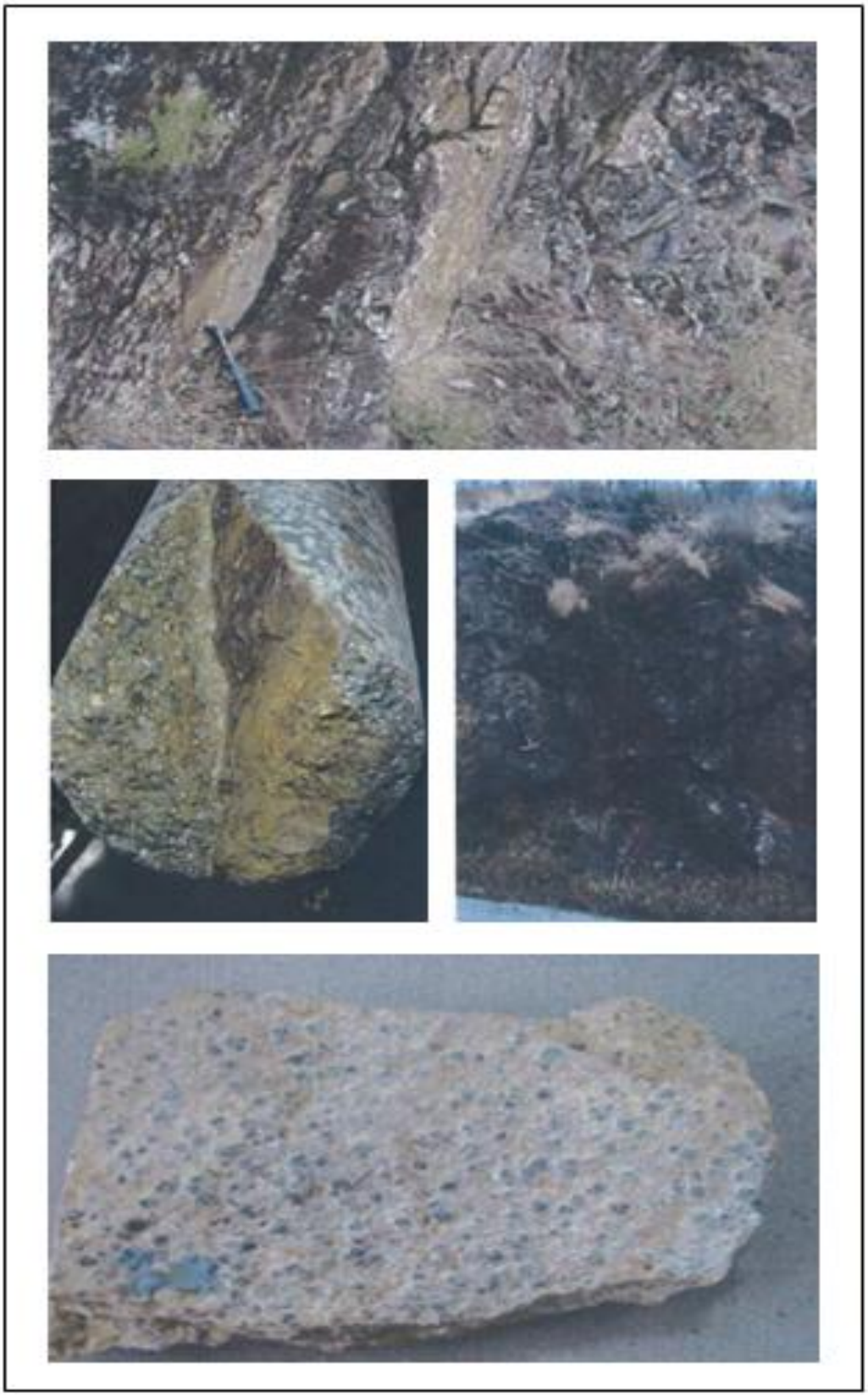


Figura 2. 16 - Aspectos litológicos de xistos mosqueados e xistos/corneanas granatíferos ocorrentes

As amostras resgatadas foram dispostas, por ordem, em caixas devidamente compartimentadas e referenciadas, com o intuito de facilitar a sua análise.

Figura 2. 17 - Amostra da sondagem do emboquilhamento Poente

Figura 2. 18 - Amostra da sondagem do emboquilhamento Nascente

2.4. Zonamento Geológico – Geotécnico

Com base nos estudos geológicos realizados, nos dados bibliográficos e nos novos dados levantados através de sondagens, o projectista considerou que a classificação que melhor se aproxima dos contornos geológicos e geomecânicos para este projecto, é o definido por Hoek, GSI, Geological Strength Index. Esta classificação, para os níveis de dados actuais, segundo o projectista, pareceu a mais representativa para ser adoptada, até mesmo como modelo geomecânico, considerando o processo geológico que envolve os metassedimentos de origem vulcano-sedimentar com suas exalações ácidas e básicas e suas evoluções. Para tal, admitiu-se, entre os seis modelos apresentados, conforme a figura seguinte, o modelo de "Compartimentado/Tectonizado (Blocky/Disturbed)", como sendo o mais representativo do comportamento do maciço rochoso.

Para este modelo admite-se que as classes de maciço têm as seguintes variações:

- ✓ **Classe I** – Definido entre Boas e Muito Boas. Apresenta feições estruturais com boas características geomecânicas ou praticamente seladas. Sendo praticamente o acamamento/foliação que ocorre, já que é uma estrutura praticamente omnipresente no maciço, apesar de um contorno irregular da escavação, apenas alguns blocos podem instabilizar devido ao alívio causado pela escavação.

- ✓ **Classe II** – Corresponde parcialmente a Boas e Razoáveis. Apresenta-se com as descontinuidades relativamente abertas e algumas preenchidas, por alteração do litotipos ou por material argiloso. Pode ocorrer uma intensificação na estruturação do maciço, devido à proximidade de falhas e aos ataques erosivos.

- ✓ **Classe III** – Corresponde aos termos mais baixos da classe, Fracas e Muito Fracas. Apresenta-se com as descontinuidades relativamente abertas e algumas preenchidas, por rochas filoneanas. Pode ocorrer uma intensificação na estruturação do maciço. Dentro desta classe, deve-se destacar os locais

de falhas, propriamente ditos, e os emboquilhamentos. Uma vez que são regiões de erosão, naturalmente intensos, e devem sofrer alívios provocados pela instalação da frente de escavação do túnel que, apesar de inserirem nesta classe de maciço apresenta os contornos geomecânicos piores.

Figura 2. 19 - Tabela com classes adoptadas no GSI das características das superfícies das descontinuidades

A partir dos estudos geológico-geotécnicos, realizados no estudo prévio e nos novos dados levantados e nas sondagens mecânicas, conseguiu-se realizar o enquadramento dos materiais em classes geomecânicas (GSI), nas quais são levadas, em consideração, várias características intrínsecas do maciço, tais como: a distribuição dos litotipos nas diferentes unidades geológicas, o grau de fracturação, o estado de alteração, a orientação das fracturas, as condições de água, bem como outros índices, como por exemplo, o RQD. Assim, foram idealizadas três zonas geotécnicas, nas quais podem-se admitir propriedades e comportamentos geomecânicos similares:

- ✓ **ZG1** - Maciço com melhor propriedade geomecânica de resistência e deformabilidade. Corresponde à Classe I - Boas e Muito Boas.

- ✓ **ZG2** - Maciço intermédio onde as propriedades geomecânicas são inferiores a ZG1 e, portanto, nas escavações necessitarão de sustimentos mais pesados do que ZG1. Corresponde à Classe II - parcialmente a Boas e totalmente Razoáveis.

- ✓ **ZG3** - Caracteriza o maciço com as piores propriedades geomecânicas. A metodologia construtiva tanto em relação às escavações quanto as estabilizações (sustimentos) deverá ser a mais cuidadosa possível. Engloba a Classe III – Fracas e Muito Fracas, considerando ainda uma classe ZG3, de baixa qualidade, que envolve os contornos de emboquilhamento e nas regiões de falhas que poder-se-á considerar como pertencente à Classe Muito Fraca.

Com a definição destas zonas geotécnicas, agora é possível ter uma melhor percepção das propriedades dos maciços com que se irão deparar consoante a escavação dos túneis. Foi previsto que tanto no túnel norte como no túnel sul, 57% do maciço seja definido como ZG1, 27% como ZG2 e apenas 16% como ZG3.

Com esta análise percentual, é possível verificar que ao longo da sua escavação o zonamento geológico – geotécnico predominante será o ZG1. Assim, poder-se-á verificar que mais de metade do maciço encontrado será de boa qualidade, com uma boa propriedade geomecânica de resistência e deformabilidade. Relativamente ao zonamento geológico – geotécnico definido como ZG2, é esperado que 27% do maciço seja de uma qualidade intermédia, onde será necessário ter uma atenção reforçada a nível do sustimento relativamente ao ZG1. Por fim, é previsto apenas 16% relativamente ao zonamento geológico – geotécnico definido como ZG3, definindo assim que apenas 16% do total do maciço atravessado apresente as piores propriedades geomecânicas. Desta forma, dever-se-á ter, nestas zonas em concreto, uma maior preocupação durante a escavação.

Tendo por base todos os estudos efectuados, são apresentados, na tabela seguinte, os possíveis intervalos dos parâmetros geológico – geotécnicos a serem utilizados nos cálculos do projecto de execução.

Zonamento	GSI	m_i	EI (MPa)	v	K_0
ZG1	50 a 70	12	15000 a 30000	0.30	1
ZG2	35 a 50	10	5000 a 20000	0.25	1
ZG3 (cobertura > 30 m)	35 a 10	10	5000	0.20	1
ZG3 (cobertura < 30 m)	< 15	8	200 a 1300	0.20	1

Tabela 2. 1 - Possíveis intervalos dos parâmetros geológico - geotécnico

Sendo que:

GSI – Classificação do maciço rochoso

m_i – Constante adimensional relacionada com o arranjo minerológico - estrutural da rocha (critério de Hoek e Brown)

EI - Módulo de elasticidade

v - Coeficiente de Poisson

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

Dos intervalos de valores dos parâmetros acima indicados, segundo o projectista, no Capitulo 4 – Execução de Obra obter-se-ão os parâmetros da coesão efectiva, do ângulo de atrito e do modulo de deformabilidade através de cálculos empíricos e computacionais. Com o intuito de conseguir uma melhor compreensão do maciço em questão.

3. Preparação de Obra

3.1. Escolha do método construtivo dos túneis

Para a construção dos túneis do Marão foi pensado, inicialmente, em dois métodos construtivos, através do Método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) e de tuneladoras, TBM (*Tunnel Boring Machine)*.

Como já se referiu anteriormente, a Serra do Marão corresponde a uma proeminência topográfica muito relevante, traduzindo-se assim em acessos extremamente difíceis, com bastantes curvas. Este foi um dos factores para colocar de parte o método construtivo através de tuneladoras, visto que a realização do seu transporte, para os emboquilhamentos, seria de uma dificuldade extrema. Outras limitações estão relacionadas com as condições geológicas e geotécnicas existentes. A tuneladora funciona exercendo uma pressão sobre o maciço para poder efectuar a escavação, o que se torna complicado quando surgem, no caminho, zonas de falhas. Estas colocariam assim algumas dificuldades que poderiam condicionar a estabilidade da escavação e/ou o rendimento da mesma. A grande quantidade de água, existente na zona do túnel, também era um dos factores que colocava de parte o uso da tuneladora, pois iria exercer, sobre a máquina, pressões inconstantes, o que iria condicionar o seu desempenho. Outra condicionante é o facto do Túnel do Marão ser constituído por dois túneis gémeos, o que levaria à necessidade de usar duas tuneladoras, duplicando assim os custos.

Como os princípios fundamentais de uma obra de Engenharia Civil são construir bem, barato e rápido, pôs-se de parte a tuneladora devido aos grandes custos que esta acarretava, tanto na sua deslocação, compra ou aluguer, como o seu desempenho no maciço pretendido e o desgaste que iria ter ao longo do seu percurso, inclusive na sua manutenção.

Assim, a escolha do método construtivo, a usar na construção dos túneis, foi a filosofia do NATM, devido às suas vantagens relativamente a outros métodos tradicionais. Efectivamente, quando bem aplicados os seus princípios, o NATM tem, geralmente, as seguintes vantagens competitivas (Whittaker, 1990):

- ✓ Custos inferiores de construção;

✓ Está mais adequado a situações de variabilidade não previstas nas condições do terreno;

✓ Permite, mais facilmente, alterações na forma das secções transversais;

✓ Tem menores exigências em termos de transporte;

✓ Permite de forma mais simples a instalação de membranas impermeabilizantes.

Em suma, o NATM representa um conjunto de vários aspectos de importância reconhecida e comprovada ao longo dos tempos, reunidos sob um conceito único. O seu sucesso na Europa alargou rapidamente a sua aplicação a outros países e continentes, como a América do Sul e do Norte, a Austrália e o Japão.

A garantia do sucesso do NATM reside na aplicação correcta dos seus princípios básicos e acima de tudo das condições contratuais estabelecidas. Além disto, requer que todas as partes envolvidas, no projecto e construção de um túnel, compreendam a sua filosofia e trabalhem em conjunto como uma equipa, aceitando os riscos e partilhando responsabilidades nas decisões. Estas, durante todo o processo construtivo e perante os resultados da instrumentação, têm que ser tomadas com consciência e em devido tempo.

3.1.1. Método NATM

O NATM consiste num conceito de execução de túneis, que reúne um conjunto de princípios. Estes deverão ser seguidos, uma vez que a sua particularidade mais significativa, além da mobilização da capacidade autoportante do maciço, é a observação e instrumentação contínua da escavação e a revisão sucessiva do suporte. Todos estes aspectos contribuem para o facto de ser encarado como uma filosofia de construção e não como um método construtivo propriamente dito.

Inicialmente, o NATM, considerado como um método empírico-científico, evoluiu para um conhecimento científico de base teórica, envolvendo a análise das tensões e deformações, verificadas em torno da escavação. Recorre à utilização de equipamentos sofisticados de instrumentação, cujos resultados são interpretados de forma científica. Com base nos mesmos, são tomadas decisões quanto ao tipo de suporte e técnica de escavação mais adequada, tendo em consideração a economia e a segurança da obra.

A utilização de betão projectado não é encarada como tendo uma acção semelhante à de um arco de betão moldado, porque não absorve as cargas, nem as descarrega nas bases do mesmo. Pelo contrário, actua por forte aderência e reacção contra o terreno, imobilizando os seus elementos e obrigando o maciço a suportar a carga com integração do próprio betão projectado.

Müller (1978) considera o NATM como sendo um conceito que respeita certos princípios, que, se forem seguidos, assegurarão o sucesso da obra. Embora tenha listado cerca de 22 princípios, na obra em questão, consideram-se apenas 7 como sendo os principais:

1. Mobilização da resistência do maciço: O maciço circundante ao túnel, que inicialmente actua como um elemento de carregamento, deve passar a constituir um elemento de suporte. Sendo assim, é necessário aplicar um suporte inicial que permita a mobilização e participação do maciço no suporte. Este deverá ter as características de deformação adequadas e ser aplicado no tempo certo.

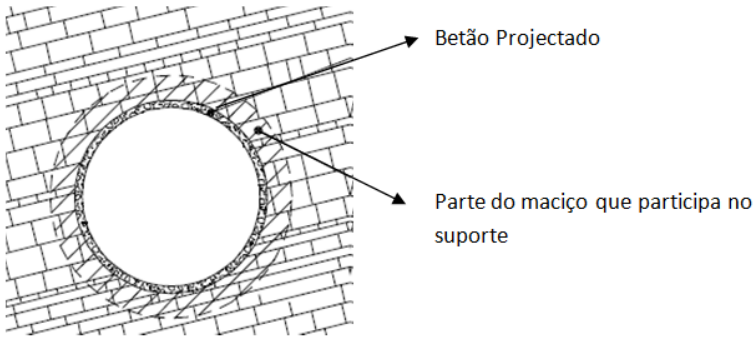


Figura 3. 1 – Maciço circundante ao túnel que participa como elemento de suporto

2. Protecção do maciço com betão projectado: Com o intuito de preservar a qualidade do maciço circundante e de evitar-se deformações excessivas, que originariam a perda da capacidade autoportante, deve-se aplicar o mais cedo possível o suporte primário. Este é constituído por uma fina camada de betão projectado com fibras metálicas, complementada por cambotas e/ou pregagens conforme for necessário, para se evitar o desenvolvimento de processos de deterioração do maciço. É essencial que o suporte utilizado fique em pleno contacto com o maciço, não existindo espaços vazios entre ambos, e que o suporte se deforme concomitantemente com o maciço. Convém realçar que, embora o NATM requeira a utilização de betão projectado, a sua utilização, só por si, não constitui o NATM.

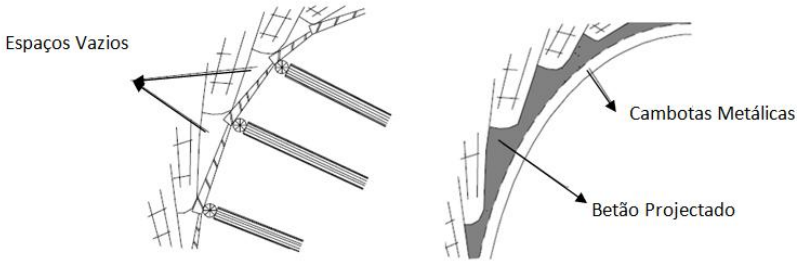


Figura 3. 2 – À esquerda método antigo de aplicação do suporte, à direita aplicação do suporte através do método NATM

3. Instrumentação e Observação: O NATM obriga à instalação de equipamentos de observação sofisticados em várias secções, ao longo do eixo do túnel, antes e depois da frente de escavação. Isto ocorre de forma a permitir a medição do desenvolvimento das deformações e do alívio das tensões e da pressão sobre o suporte. Este acompanhamento da construção, através da recolha e interpretação em tempo útil, por técnicos de formação adequada, das leituras da instrumentação, fornece informações vitais sobre a estabilidade do túnel, podendo desta forma optimizar o tipo e as características do suporte. O tempo e o momento de aplicação do suporte será de vasta importância.

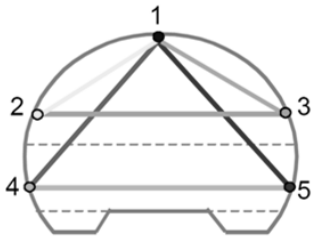
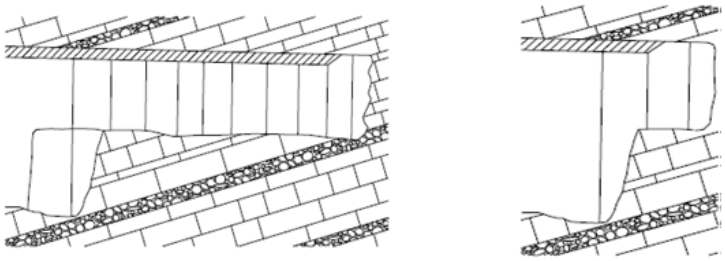


Figura 3. 3 – Exemplo de um plano de convergências

4. Suporte Flexível: O NATM é caracterizado pela sua grande versatilidade e adaptação às condições geológicas e geotécnicas locais, devido à utilização de suportes flexíveis em vez de suportes rígidos. Desta forma, são preferíveis suportes activos aos passivos, e a capacidade de suporte é obtida não por revestimentos espessos de betão armado, mas por uma combinação flexível de betão projectado, cambotas, redes metálicas e pregagens. O suporte inicial corresponderá, parcialmente ou mesmo totalmente, ao suporte total necessário e o dimensionamento do suporte final dependerá dos resultados do sistema de auscultação implementado e da funcionalidade da obra.

5. Fecho do Arco Invertido: Uma vez que um túnel pode ser considerado como um tubo de parede espessa, o suporte é dimensionado de forma a trabalhar como se tratasse de um anel contínuo. Este cilindro terá um comportamento diferente caso esteja fechado ou não. A altura em que o arco invertido é fechado, completando-se assim toda a secção, é considerado, no NATM, como vital para assegurar o funcionamento do suporte. Este fecho é particularmente importante quando o túnel atravessa terrenos brandos, onde deve ser efectuado o mais breve possível e próximo da frente de escavação, no sentido de minimizar os movimentos no terreno. Em rochas mais resistentes, é suficiente que o arco seja fechado apenas a uma certa distância da frente. É frequente a construção de arcos invertidos fechados provisoriamente, quando a escavação de um túnel progride por secções parciais, que serão removidos durante a fase de construção do rebaixo.



NATM

Figura 3. 4 – Exemplo de uma escavação através do NATM em duas fases, arco invertido provisório e arco invertido definitivo

6. Condições Contratuais: Dado que a filosofia do NATM consiste na flexibilidade do suporte adoptado e na sua capacidade de adaptação às condições do terreno encontradas, função da análise e interpretação das medições da instrumentação, o contrato deve permitir igual liberdade, no sentido de se alterar quando necessário o tipo de suporte e mesmo a técnica construtiva a utilizar. Facilmente se concluirá que um contrato deste tipo só poderá ser aplicado de forma não litigiosa, desde que exista uma partilha de risco entre todos os intervenientes no túnel, sendo estes: o Dono de Obra, o Empreiteiro e o próprio Projectista. Só desta forma é que existirá um bom acompanhamento da obra.

7. Zonamento Geotécnico: A classificação do maciço em classes geotécnicas, de acordo com as suas propriedades físicas e características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e em consonância com outras características geológicas e hidrogeológicas, é de extrema importância para a definição da técnica

construtiva e do tipo de suporte mais eficaz, e consequentemente para a estimativa de custo da obra. Não se deve esquecer que o NATM na prática é um conceito que tem como princípio a mobilização da resistência do maciço circundante como suporte da escavação.

Esta metodologia Construtiva, explicada nos sete princípios referidos anteriormente, utiliza o conceito de interacção do maciço e da estrutura. Então, mobiliza a resistência interna do maciço como parte integrante do sistema de suporte. Esta mobilização faz-se através da aplicação de um suporte flexível na cavidade escavada, permitindo assim ao maciço deslocar-se controladamente, o que activa a sua resistência interna.

Este processo é também conhecido como convergência-confinamento ou método das deformações controladas, em que o revestimento e o maciço interagem até que seja atingido o equilíbrio. Este processo é tanto mais válido quanto maior for a necessidade de suporte do maciço, exigindo revestimentos mais pesados e colocados em menor prazo, o qual é definido pelo tempo de auto-sustentação do maciço.

3.2. Métodos utilizados para o dimensionamento do túnel

Para o dimensionamento dos suportes de primeira e segunda fase do túnel do Marão serão empregados três tipos de programas:

- ✓ FLAC
- ✓ UNWEDGE
- ✓ STRAP

O FLAC é um programa baseado em modelos matemáticos de diferenças finitas evolutivas. Permite analisar o maciço como meio elastoplástico, bem como simular, no plano, os efeitos tridimensionais, desenvolvidos durante a execução do túnel. Também permite a simulação de cada fase construtiva, obtendo-se, em cada uma, os esforços nos suportes e o estado de tensões no maciço.

O UNWEDGE é um programa que permite, a partir dos dados geológicos sobre as descontinuidades do maciço, verificar a formação de possíveis blocos instáveis e suas acções sobre os suportes, obtendo-se assim o coeficiente de segurança em relação a cada uma delas.

O STRAP é um programa de análise numérica tridimensional que é usado para determinar os esforços e as estimativas de deformações no revestimento secundário.

De acordo com o projectista foram realizadas dez análises em diferentes secções transversais do túnel, consideradas críticas, de forma a abranger, a favor da segurança, praticamente todo o comportamento apresentado pelo túnel ao longo de seu desenvolvimento. Estes estudos foram conduzidos baseados numa estimativa de zoneamento que foi realizada com as informações disponíveis para a elaboração do projecto de execução. A equipa de Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) ficou responsável pelo acompanhamento, com o intuito de analisar a estimativa utilizada no programa de cálculo, podendo vir a ser reavaliada face ao real comportamento do maciço.

Todos os cálculos, referidos anteriormente, são desenvolvidos para cada zona geotécnica definindo-se como o suporte adequado de cada uma. Como resultado, obtêm-se as seguintes secções tipo para as diferentes condições do maciço:

Secção Tipo A - Está prevista para ser implantada nos emboquilhamentos do túnel e em regiões onde este atravessa falhas geológicas. Tem uma secção de 119,19 m^2, contemplando cambotas metálicas com 30 cm de espessura de betão projectado. O avanço para esta secção é de 0,60 m a 1,00 m.

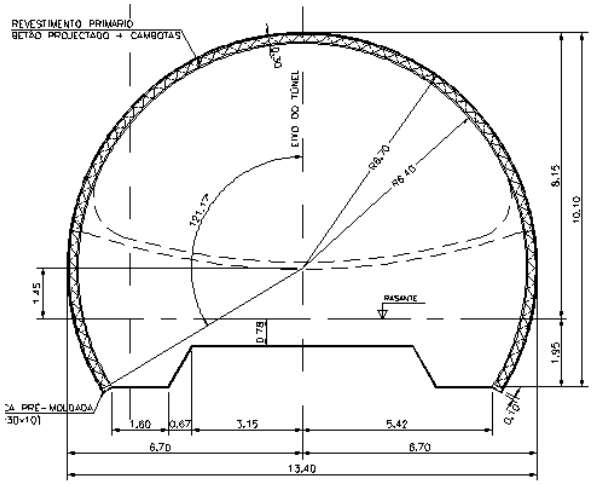


Figura 3. 5 – Secção Tipo A

Secção Tipo B - Está prevista para regiões onde o túnel está inserido em maciço classificado como Zona ZG3. Tem uma secção de 101,70 m^2 que contempla 15 cm de betão projectado reforçado com fibras metálicas e utilização sistemática de pregagens com 5,00 m de comprimento. O passo de avanço para esta secção varia entre 1,80 m a 3,00 m, dependendo das condições do maciço.

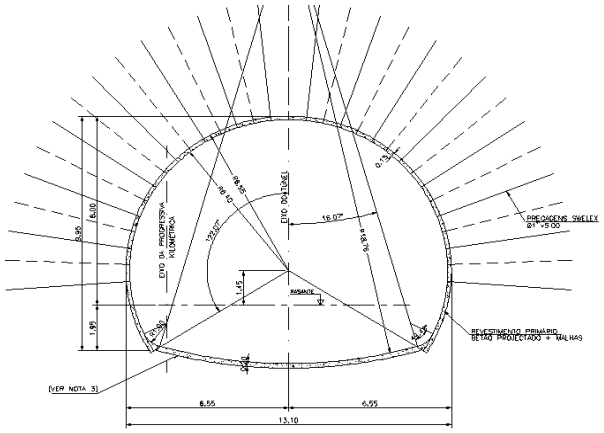


Figura 3. 6 – Secção Tipo B

Secção Tipo C - Prevista para regiões onde o túnel está inserido em maciço classificado como Zona ZG2. Tem como secção 101,70 m^2 que contempla 10 cm de espessura de betão projectado reforçado com fibras metálicas e utilização sistemática de pregagens com 5,00 m de comprimento. O passo de avanço para esta secção varia ente 1,80 m a 3,0 m, dependendo das condições do maciço.

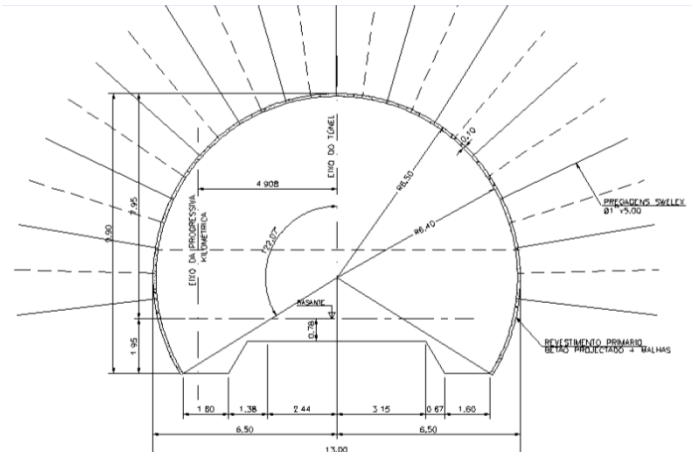


Figura 3. 7 – Secção Tipo C

Secção Tipo D - Prevista para regiões onde o túnel está inserido em maciço classificado como Zona ZG1. Tem como secção 101,70 m^2 que contempla 5 a 10 cm de espessura de betão projectado reforçado com fibras metálicas e eventual utilização de

pregagens com 5 m de comprimento, o passo de avanço para esta secção varia ente 2,60 m a 4,00 m, dependendo das condições do maciço.

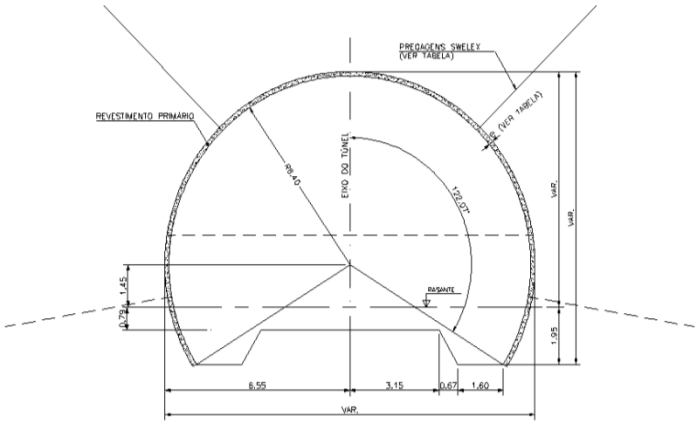


Figura 3. 8 – Secção Tipo D

Secção Tipo E - Prevista para regiões onde o túnel está inserido em maciços classificados como Zona ZG1, Zona ZG2 e Zona ZG3, por se tratar de um túnel de passagem que ocorre em intervalos regulares ao longo do túnel. É composto por uma secção de 29,66 m^2. Contempla 15 cm de espessura de betão projectado reforçado com fibras metálicas e utilização sistemática de pregagens com 5 m de comprimento. O passo de avanço para esta secção varia ente 1,20 m a 1,50 m, dependendo das condições do maciço.

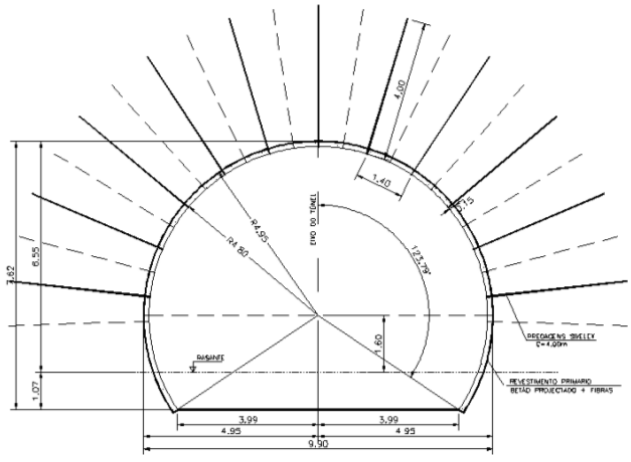


Figura 3. 9 – Secção Tipo E

Secção Tipo F - Prevista para regiões onde o túnel está inserido em maciços classificados como Zona ZG1, Zona ZG2 e Zona ZG3, por se tratar de um túnel de passagem que ocorre em intervalos regulares ao longo do túnel. É composto por uma secção de 15 m^2 e contempla 10 cm de espessura de betão projectado reforçado com fibras metálicas e utilização sistemática de pregagens com 5 m de comprimento. O

passo de avanço para esta secção varia ente 1,20 m a 1,50 m, dependendo das condições do maciço.

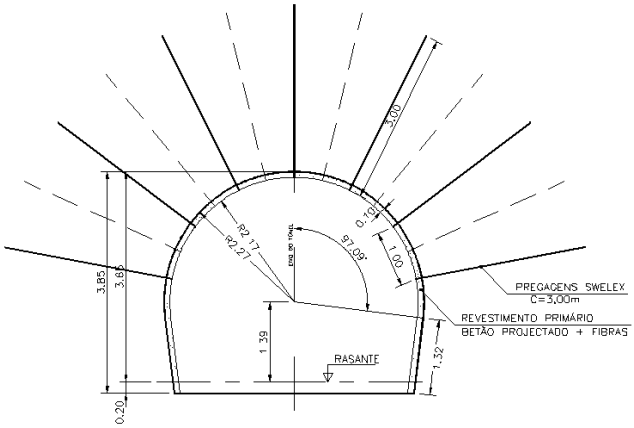


Figura 3. 10 – Secção Tipo F

Como é possível verificar todas as secções utilizadas ao longo do túnel possuem Swellexs, à excepção da secção do Tipo A.

A Swellex é um tipo de pregagem passiva que aumenta os parâmetros de resistividade do maciço rochoso, através da combinação do atrito e bloqueio interno entre a pregagem e a rocha. O uso da Swellex tem crescido rapidamente à escala mundial, não só em rochas duras (alta resistência e alto módulo de deformabilidade) mas também em rochas brandas (baixa resistência e baixo módulo de deformabilidade). A Swellex é única no fornecimento de uma acção de reforço imediato em rochas, em que o tempo é um factor crucial. A abertura de galerias subterrâneas, em rochas brandas, exige um apoio imediato após a escavação e a Swellex consegue satisfazer esta exigência. Aplicações práticas demonstraram o seu potencial em lidar com problemas de estabilidade na engenharia, alcançando um óptimo efeito de reforço.

Neste subcapítulo, dar-se-á importância ao desempenho da pregagem Swellex em rochas duras e brandas. As funções da tensão de contacto primário e a rugosidade das paredes do furo são examinadas detalhadamente, assim como os limites da tensão de contacto primário e o ângulo de rugosidade da parede.

As pregagens do tipo Swellex foram introduzidas pela Atlas Copco nos anos oitenta (wijk and Skogberg, 1982). A pregagem Swellex é um tubo de aço, de espessura fina, dobrado, em que após a injecção de água a alta pressão esta expanda-se. Durante o processo de expansão, a Swellex comprime a rocha em torno do furo e adapta a sua forma para preencher as irregularidades do furo, ver Figura

3.11. Depois da instalação da pregagem ser realizada no furo vai haver uma recuperação elástica do material da rocha, assim como o bloqueio interno provocado pela rugosidade do furo.

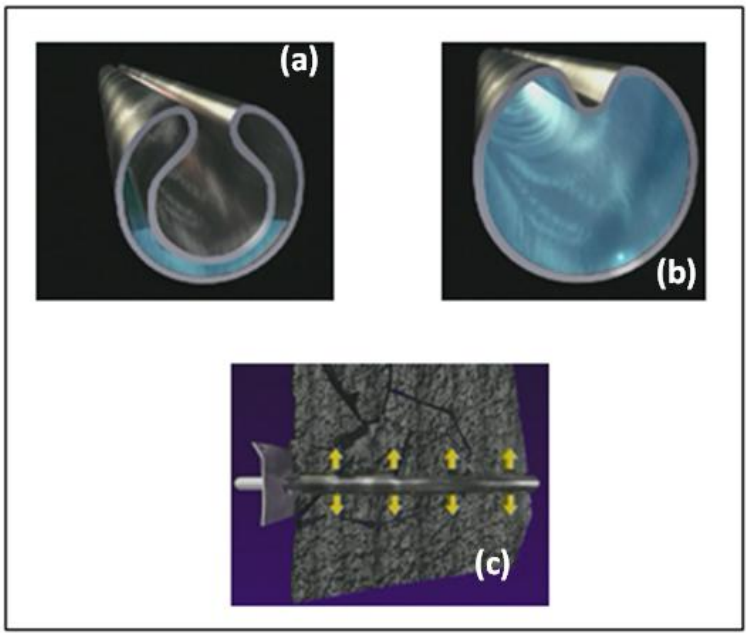


Figura 3. 11 Figuras que ilustram a pregagem Swellex e a interacção entre a rocha e a pregagem: (a) A pregagem Swellex é colocada no furo; (b) A Swellex é expandida através de água a altas pressões; (c) A pressão da água deixa de existir e o maciço circundante contrai, proporcionando assim o efeito de bloqueio.

O efeito de reforço da Swellex pode ser representada pela sua resistência de arranque, F_{pull} , que expressa a carga de arrancamento por metro linear. A resistência ao arrancamento pode ser expresso por:

$$\boldsymbol{F_{pull} = \min\left(R_f, S\right)} \qquad \textbf{Equação 3. 1}$$

Em que R_f é a resistência ao atrito na interface Swellex - maciço, e *S* é a força total das rugosidades. A Equação 3.1 significa que a resistência de arranque, F_{pull}, é igual ao menor valor obtido entre R_f e *S*. Os termos R_f e *S* podem ser expressos, respectivamente, como:

$$\boldsymbol{R_f = \pi \times d \times (q_1 + q_2)\tan(\emptyset + i)} \qquad \textbf{Equação 3. 2}$$

$$\boldsymbol{S = \tau \times A} \qquad \textbf{Equação 3. 3}$$

Em que:

d – Diâmetro do furo.

q_1 - Tensão de contacto primário, entre o maciço e a pregagem, criada pela sua instalação.

q_2 - Tensão de contacto secundária induzida pelo bloqueio interno.

Ø - Ângulo de atrito do maciço.

i – Ângulo de dilatação do furo.

τ - Tensão de rotura do maciço.

A – Área total de todas as rugosidades.

Com o intuito de atingir o efeito de reforço, a Swellex tem que satisfazer dois requisitos: em primeiro lugar, o contacto primário de tensão tem que ser estabilizado entre a parede do furo e a pregagem; em segundo lugar, a pregagem tem de se moldar completamente às irregularidades da parede do furo após a expansão. O primeiro requisito é para reforçar a ancoragem de atrito da Swellex, enquanto que o segundo é para atingir um bloqueio mecânico. O contacto da tensão primária deve-se à diferença entre a rigidez da pregagem e do maciço. Considerando a recuperação elástica do maciço e do tubo, a expressão para o contacto de tensão primária na parede do furo é obtida da seguinte forma (Hakansson and Li, 1997):

$$\mathbf{q_1} = \frac{\mathbf{K_s}}{\mathbf{K_r}+\mathbf{K_s}} \times \left[\mathbf{P_i} - \frac{\mathbf{K_r}}{\mathbf{K_f}} \times \left(\mathbf{P_{pm}} - \mathbf{P_i}\right)\right] \qquad \textbf{Equação 3. 4}$$

Em que:

K_s - Rigidez radial da pregagem, $K_s = \frac{K_b \times K_f}{K_b + K_f}$

K_f - Rigidez radial do tubo, $K_f = \frac{E_s}{1-v^2{}_s} \times \frac{t}{r_i}$

K_b - Rigidez da língua da Swellex, ver Figura 3.12, em função do grau de expansão da Swellex

K_r – Rigidez do maciço, $K_r = \frac{E}{1+v_r}$

P_{pm} - Pressão máxima da água inserida na Swellex

P_i - Pressão sobre a parede do furo durante a instalação da Swellex

t – Espessura do tubo da Swellex

r_i - Raio da Swellex

E_s – Módulo de elasticidade do aço

E_r – Módulo de elasticidade do maciço

v_s - Coeficiente de Poisson do aço

v_r - Coeficiente de Poisson da rocha

A Equação 3.4 significa que o contacto primário de tensão na parede do furo é em função da rigidez da rocha e da Swellex. A dureza da Swellex depende do comprimento da sua língua, sendo que uma língua curta resulta numa elevada dureza. Por isso, o contacto primário de pressão q_1 é também em função do grau de expansão. A Figura 3.12 mostra um exemplo que ilustra a relação entre o contacto primário de pressão e o comprimento da língua.

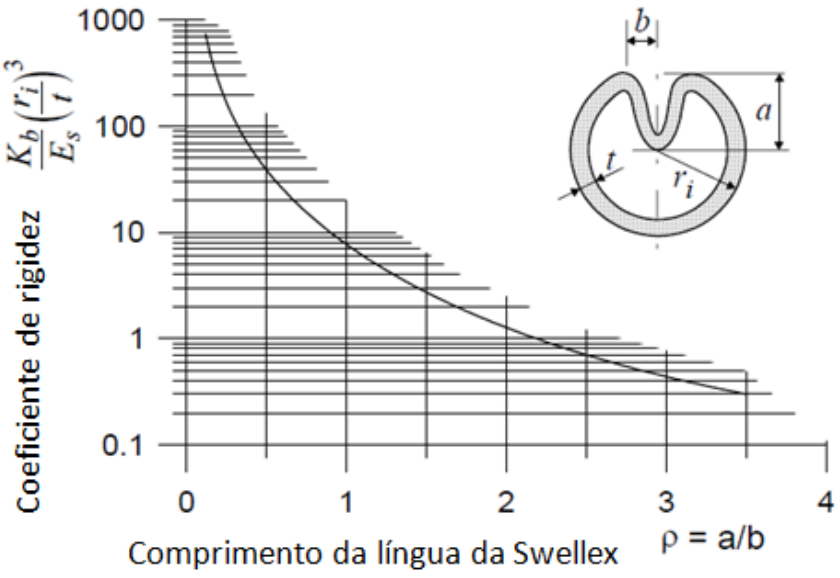


Figura 3. 12 - O relacionamento entre o coeficiente de rigidez e o comprimento da língua de Swellex.

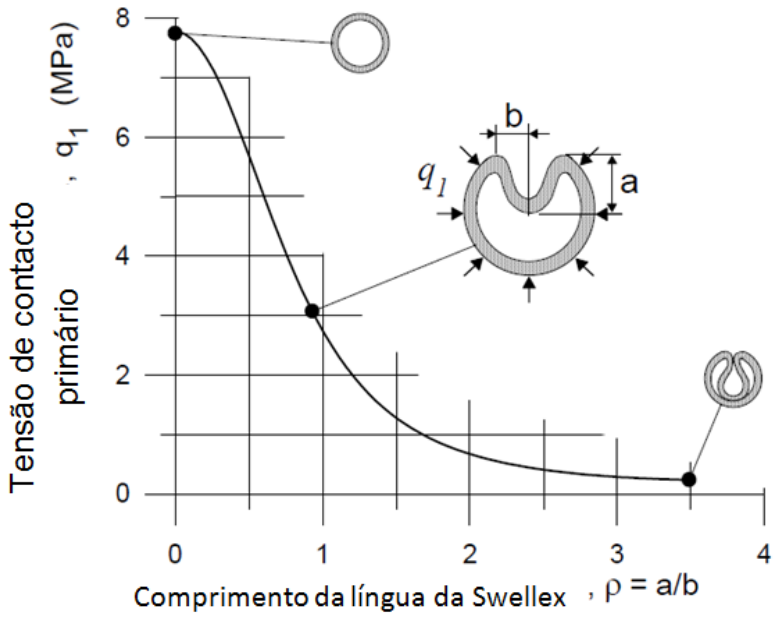


Figura 3. 13 – Comportamento da Swellex devido à tensão de contacto primário.

3.3. Desempenho das Swellexs em rochas duras e brandas

Em rochas duras e brandas, o contacto primário de pressão depende do módulo de elasticidade das rochas. No entanto, em rochas brandas também depende da resistência das mesmas, uma vez que a cedência da rocha pode ocorrer numa área limitada ao redor do furo, durante a instalação da Swellex. Por exemplo, a Figura 3.14 ilustra uma solução teórica do contacto primário de tensão quando o módulo de elasticidade de uma rocha varia. Nos cálculos, é assumido que o módulo de elasticidade está relacionado com a resistência à compressão uniaxial, em rochas brandas, através de $\mathrm{E_r} = 80 \times \sigma_c{}^{1,4}$ (Aydan e tal.,1995). O contacto primário de tensão aumenta com o módulo de elasticidade em rochas brandas, enquanto que em rochas duras diminui. É possível observar que é em rochas brandas os altos níveis de contacto primário de tensão são atingidos.

Como foi referido precedentemente, as pregagens do tipo Swellex são conseguidas através da combinação de fricção e bloqueio interno entre as paredes do furo e a Swellex. Em rochas brandas, a rugosidade da parede do furo ou é esmagada durante a sua instalação ou é cortada com o tempo, devido aos movimentos que ocorrem entre o furo e a Swellex. Isto significa que o bloqueio interno faz apenas uma

pequena contribuição para a pregagem, sendo que, neste caso, é o atrito, devido à rugosidade, que desempenha o papel principal. O atrito é directamente proporcional ao contacto primário de tensão na parede do furo. Deste modo, o contacto primário de tensão é de extrema importância na ancoragem da Swellex em rochas brandas.

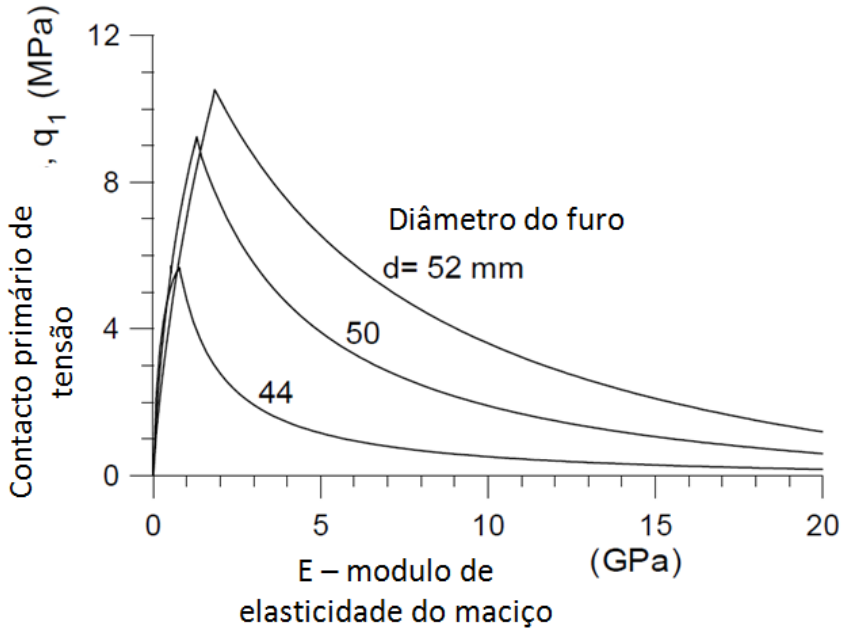


Figura 3. 14 - Relação entre o contacto primário de tensão e o módulo de elasticidade da rocha. Parâmetro de valores utilizados para o cálculo da Swellex: d=54 mm, t=3 mm, b=10 mm, E_s = 210 GPa, V_s=0,3, V_r =0,2, P_{pm} =30 MPa, P_i=15 Mpa, Ø= 30°

Contudo, em rochas duras, as rugosidades nas paredes do furo são cortadas com maior dificuldade. Portanto, o bloqueio interno tem um papel significante na afixação da Swellex. Na Figura 3.14 é possível verificar que o contacto primário de tensão é baixo em rochas duras. Um segundo contacto de tensão tem que ser fornecido a fim de melhorar a sua fixação. Este segundo contacto de tensão é alcançado quando a Swellex tem tendência a deslizar pela superfície áspera da parede do furo. Conjecture-se que o ângulo de rugosidade da parede do furo é i, ver Figura 3.15. A contracção radial, u, do tubo, está relacionada com o movimento axial da pregagem, x, como se verifica na figura seguinte:

$$u = x \times \tan i \qquad \text{Equação 3. 5}$$

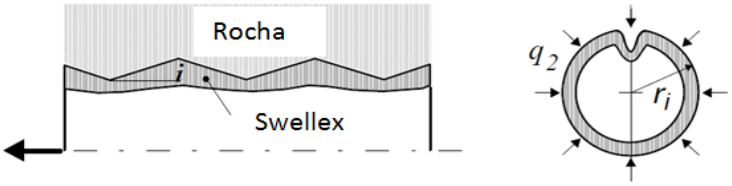


Figura 3. 15 - Esquema que demonstra o bloqueio interno entre a parede do furo e a Swellex.

Por outro lado, sabe-se, através da teoria da elasticidade, que a contracção radial da Swellex irá provocar resistência radial de pressão, isto é o contacto secundário de tensão, q_2. A relação entre o deslocamento radial e o contacto secundário de tensão é dado por:

$$\boldsymbol{u = \frac{q_2 \times r_i}{K_s}} \qquad \textbf{Equação 3. 6}$$

Combinando as equações 3.5 e 5.6, obtém-se a expressão para q_2:

$$\mathbf{q_2 = \frac{x}{r_i} \times K_s \times \tan(i)} \qquad \textbf{Equação 3. 7}$$

A figura seguinte, Figura 3.16, ilustra a relação entre o contacto secundário de tensão, o ângulo de rugosidade da parede e o diâmetro do furo. Pode-se concluir que em rochas duras não é o contacto primário de tensão, mas sim o contacto secundário que determina a capacidade de ancoragem da Swellex. Por esta razão, a parede do furo tem de ser suficientemente rugosa para provocar um contacto secundário de tensão, enquanto que a Swellex é submetida a uma carga de arrancamento axial.

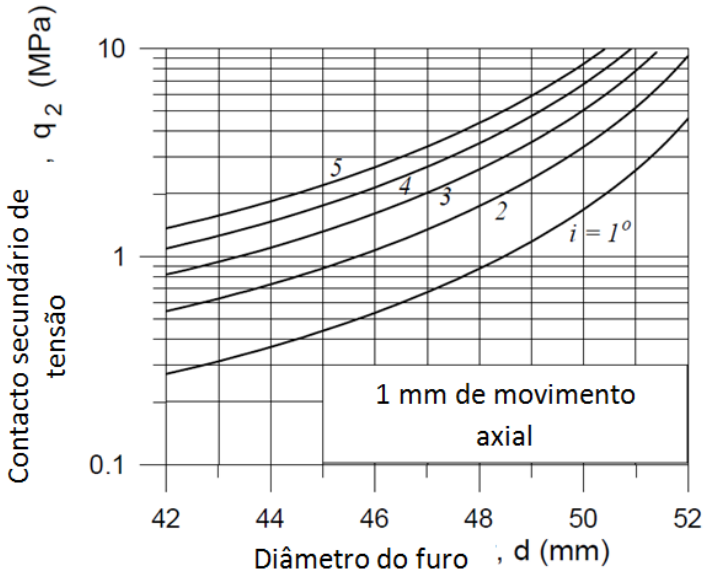


Figura 3. 16 - Relação entre o contacto secundário de tensão e o diâmetro do furo em diferentes ângulos de rugosidade durante 1 mm de movimento axial da Swellex.

3.3.1. Capacidade da Swellex

A carga exercida sobre a Swellex é causada pela deformação do maciço. A distribuição da tensão de corte e da carga de tracção axial, ao longo de todo o comprimento da Swellex, pode ser calculada através da deformação da rocha (Li e Stillborg, 1997). O processo de carregamento é o mesmo para todo o tipo de pregagens, mas a característica da Swellex é que a tensão de corte pode ser mantida, ao nível da tensão de corte final, quando se dão deslizes na interface da mesma. Nesta fase, a máxima capacidade de ancoragem da Swellex é atingida. Como é possível observar na Figura 3.17, a maior tensão de corte na Swellex é voltada para o interior do maciço, enquanto que a menor tensão de corte é direccionada para o lado oposto. A carga axial máxima de tracção ocorre no ponto neutro onde a tensão de corte é zero. É o comprimento de ancoragem da Swellex que determina a carga axial máxima. Quando a deformação da rocha é suficientemente grande, os deslizamentos podem ocorrer no ponto de ancoragem da Swellex, isto é ao longo do seu comprimento.

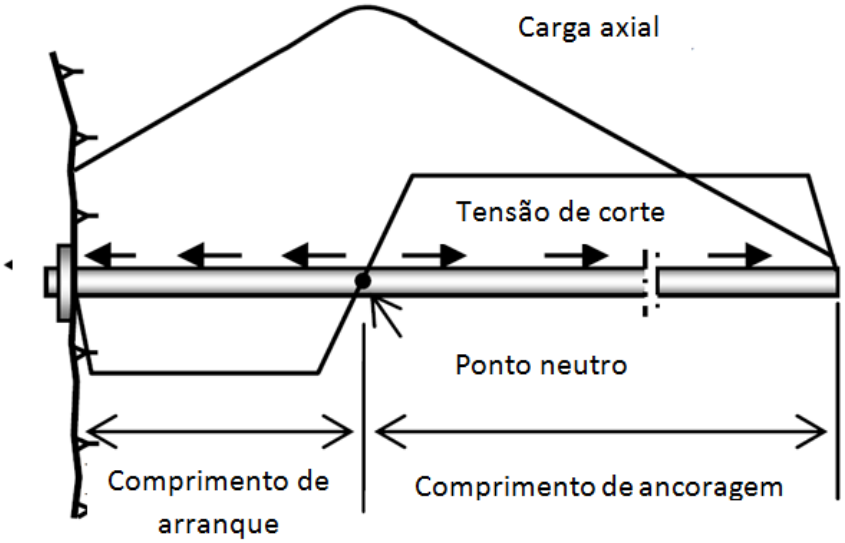


Figura 3. 17 – Figura ilustrativa da tensão de corte e da carga de tracção axial ao longo da Swellex.

Em contraste com as tradicionais pregagens, uma quantidade limitada de deslizamentos na parede do furo não faz a ancoragem da Swellex falhar, mantendo a capacidade da mesma. A evidência para esta afirmação é comprovada, nos testes de arranque, em que a carga máxima de arranque da Swellex mantém-se constante mesmo depois de um longo deslocamento. Neste caso, a resistência ao corte entre a Swellex e a rocha é mobilizado ao longo de todo o comprimento da mesma. Esta característica da Swellex significa que consegue tolerar um grande deslocamento sem perder a capacidade de suporte de carga final, sendo a única a estabilizar massas rochosas com grandes deformações. Em caso de grandes deformações da rocha, o desempenho ideal da Swellex deveria ser o deslizamento da ancoragem em vez da rotura. Este desempenho exige que o comprimento de ancoragem tenha um limite que depende da resistência de união entre a pregagem e o furo, ou seja a carga máxima de arranque da Swellex tem que ser menor do que a resistência à tracção da Swellex. Caso as rugosidades na parede do furo não forem destruídas, existe um critério geral para determinar o comprimento de ancoragem:

$$\pi \times d \times l \times (q_1 + q_2) \tan(\emptyset + i) < T \qquad \text{Equação 3. 8}$$

A carga máxima de arranque da Swellex < resistência à tracção da Swellex.

Em que l corresponde ao comprimento de ancoragem, ver Figura 3.17. Em rochas brandas, a rugosidade das paredes do furo e o contacto secundário de

pressão, podem assumir o valor zero, isto é, i=0 e q2=0. Ou seja, o comprimento de ancoragem é obtido através da Equação 3.9:

$$\boldsymbol{l < \frac{T}{\pi \times d \times q_1 \times \tan \emptyset}}$$ **Equação 3. 9**

Em rochas duras é obtido assumindo que $q_1 \sim 0$:

$$\boldsymbol{l < \frac{T}{\pi \times d \times q_2 \times \tan(\emptyset + i)}}$$ **Equação 3. 10**

3.4. Emboquilhamento Poente

No túnel do Marão, foram executados dois emboquilhamentos semelhantes, tanto no lado Poente como no lado Nascente. Em ambos os lados, formaram uma praça de trabalhos capaz de abrigar: os equipamentos, o armazenamento de materiais, as áreas de manobras, os tratamentos de águas, entre outros, necessários para a execução dos túneis.

O emboquilhamento Poente possui cerca de 110 m de extensão e o início do túnel, propriamente dito, ocorre no Pk 13+948, da directriz sul.

Para o encaminhamento da linha de água existente na parte superior do túnel, foi implantado um sistema de drenagem de águas pluviais, na parte superior dos túneis, como demonstra a figura seguinte.

Figura 3. 18 - Canal Para Encaminhamento da Linha de Água

Ao longo do perímetro, da praça de trabalhos, executou-se um muro de contenção, designado por taludes, com o intuito de conter o solo superficial. Este muro atingirá o topo rochoso, de modo a conter o solo acima da rocha.

Estes muros foram executados mediante a utilização de estrutura composta por micro-estacas espaçadas, incorporadas com betão projectado armado com malhas metálicas. Para drenagem das águas os muros contêm geodrenos com um comprimento de 20 m espaçados de 5 m entre si.

A figura seguinte apresenta uma ilustração transversal do emboquilhamento Poente.

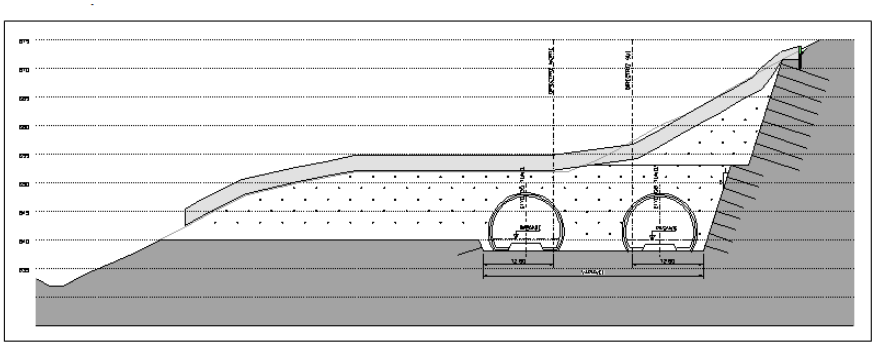


Figura 3. 19 - Corte Transversal do Emboquilhamento Poente

A praça de trabalho do emboquilhamento Poente possui uma central de betonagem. A central tem como prioridade fornecer betão para os túneis, pois devido a sua grande proximidade torna muito mais fácil e rápido o trajecto central - túnel. Quando não é necessário produzir betão para os túneis esta produz betão para os viadutos mais próximos, de acesso ao túnel. Perto da central existe ainda um depósito de areias e britas para a produção do betão.

Existe uma central de tratamento de águas, provenientes dos túneis, para efectuar o devido tratamento, com o intuito de reutilizá-la para: a produção de betão, a lavagem de equipamentos, a utilização da água em alguns equipamentos, como por exemplo o Jumbo, a utilização em sanitários, entre outros. A água que não é utilizada é armazenada em tanques e quando atingir o seu nível máximo é, automaticamente, enviada para o Rio Marão.

Na frente dos túneis, encontram-se dois ventiladores com potência suficiente para renovar o ar no interior dos mesmos. Estes fazem com que o ar mais poluído seja expelido, permitindo assim um melhor ambiente para os trabalhadores, na execução dos trabalhos.

A praça de trabalhos contempla ainda com local para os escritórios, os refeitórios, os quartos de banho com chuveiros, as oficinas, os armazéns para o depósito de materiais e o estaleiro que contém as máquinas.

Na figura seguinte, é possível verificar a localização da praça de trabalho.

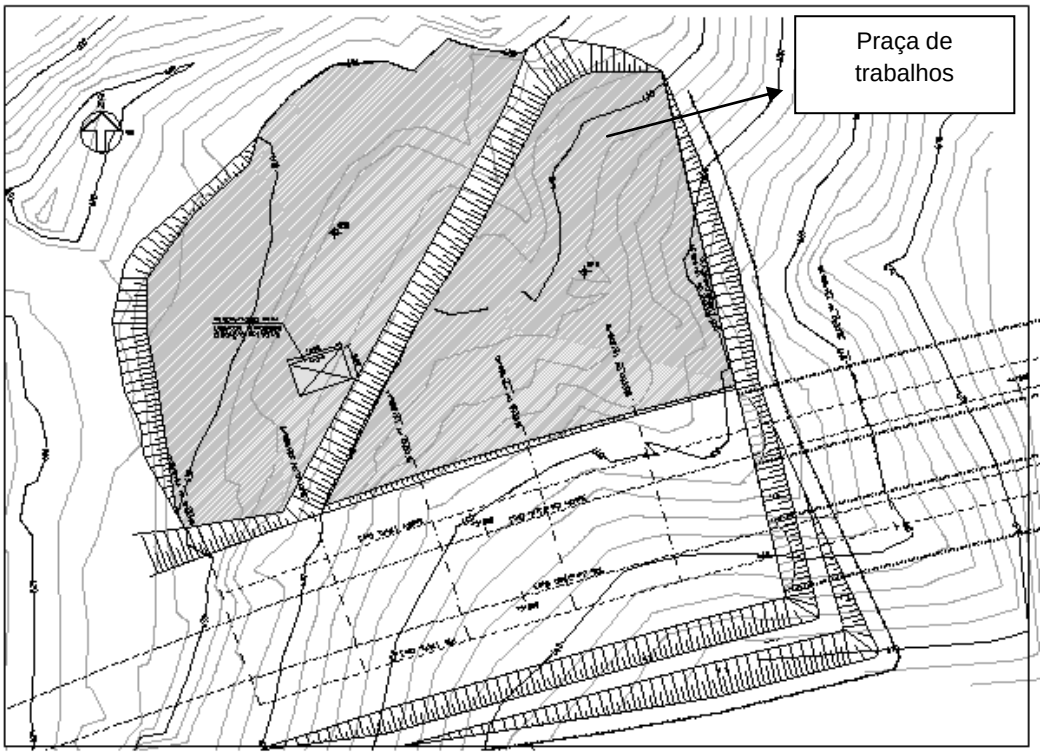


Figura 3. 20 - Vista em Planta do Emboquilhamento Poente

Na figura seguinte é possível verificar o posicionamento na praça de trabalhos de alguns dos equipamentos atrás mencionados.

1 – Central de Betonagem
2 – Central de Tratamento de Água
3 – Depósito de Areias e Britas
4 – Ventiladores
5 – Oficina
6 – Escritórios

Figura 3. 21 - Posicionamento e Identificação de Alguns Equipamentos

3.5. Equipamento de escavação subterrânea

Os equipamentos de escavação subterrânea têm um papel de extrema importância na construção de um túnel, pois o tipo de equipamentos usados na sua concepção dita o tempo necessário para a conclusão do ciclo definido.

Neste subcapítulo, foca-se os tipos de equipamentos usados na construção do Túnel do Marão, assim como a sua funcionalidade.

Os tipos de equipamentos de escavação subterrânea seleccionados para esta obra são:

✓ Jumbo de perfuração

Figura 3. 22 – Jumbo de perfuração

Estão a ser utilizados dois **Jumbos de perfuração**, Figura 3.22, um para cada emboquilhamento. Os Jumbos utilizados são da marca *Robodrill* e são constituídos por três braços de furação capazes de efectuar três furos em simultâneo. As varas existentes em obra permitem efectuar furos até um comprimento máximo de 5,5 m, o que equivale a uma pega de 5 m.

O Jumbo necessita de estar ligado a um quadro eléctrico, através de uma ficha trifásica, pois para o seu funcionamento é preciso uma corrente de 400 amperes, dos quais 375 são distribuídos pelos três braços. É ainda necessário fazer uma ligação para o fornecimento de água aos dois hidropressores, existentes no jumbo. Estes vão enviam a água para as brocas de perfuração, de forma a que não atinjam temperaturas elevadas e para uma melhor lubrificação entre o maciço e a broca.

No momento de executar uma obra de um túnel, pelo método NATM, o correcto posicionamento do jumbo de perfuração constitui um item indispensável para o bom andamento do projecto. Quanto mais precisas forem as perfurações, em relação ao plano de fogo, melhor será o avanço na obra, com menor consumo de explosivos e de betão projectado necessário para o revestimento das paredes do túnel, evitando assim sobre escavações indesejáveis nas paredes do túnel.

O Jumbo possui uma tecnologia avançada para o controlo e direcionamento dos seus braços, pois contém um microcomputador que possibilita a introdução do plano de fogo, definido através de uma disquete, sendo este plano elaborado, previamente, num programa específico. Depois de reconhecido o plano de fogo, para a frente em questão, o ponto zero ou o ponto de referência é definido através de um laser

projectado na frente como demonstra a Figura 3.23, o aparelho encontra-se instalado num dos hasteais do túnel. Posteriormente, o manobrador coloca o braço mais próximo sobre o ponto definido pelo laser, reconhecendo a coordenada do ponto, iniciando assim, automaticamente, o plano pretendido.

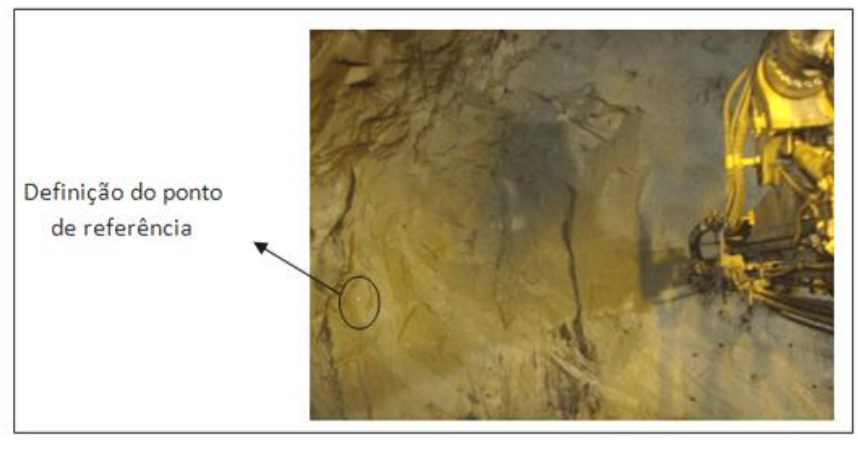


Figura 3. 23 – Ponto de referência para orientação do braço do Jumbo

✓ Giratória com martelo pneumático

Figura 3. 25 - Giratória

Figura 3. 24 – Martelo pneumático

Relativamente às **giratórias com martelo pneumático,** Figura 3.24 e 3.25, estão a ser utilizadas duas, da marca *Komatso* que debitam 168 Cv, munidas de um balde com capacidade máxima de 1,89 m^3 e um martelo pneumático. A função deste equipamento, nesta obra, é principalmente perfilar e sanear a frente de escavação, através do martelo pneumático. Seguidamente, substitui o martelo pneumático pelo

balde, ficando a giratória apta para poder acumular os escombros, facilitando a remoção dos mesmos através da pá de rodas.

✓ Pá de rodas

Figura 3. 26 – Pá carregadora de rodas

Para a remoção dos escombros, optou-se pela utilização de duas **pás carregadoras de rodas**, Figura 3.26, da marca *Liebherr*, de 263 Cv. A função da pá de rodas é carregar os escombros para o camião. Esta apresenta um braço longo que permite uma elevada altura de descarga, assim como um alcance considerável, facilitando o carregamento de camiões de caixa alta. Outra vantagem que este equipamento apresenta é uma boa capacidade de carga, com um balde de 6 m^3, o que permite um carregamento rápido, reduzindo consideravelmente as manobras a efectuar.

✓ Camião de carga

Figura 3. 27 – Camião de carga

Para o transporte dos escombros, desde o interior do túnel ate à escombreira, utilizam-se seis **camiões de carga**, Figura 3.27, da marca Volvo, de tracção 6x4, que debitam 440 Cv. Cada camião tem uma capacidade máxima de 30 toneladas. São ainda munidos de catalíticos para reduzir o dióxido carbono que é libertado no interior do túnel.

✓ Multifunções

Figura 3. 28 - Multifunções

O **multifunções**, Figura 3.28, corresponde a um verdadeiro conceito 3 em 1 que reúne num só equipamento as seguintes características: a possibilidade de movimentação de cargas, uma grua para elevação de cargas e uma plataforma para elevação de pessoas. Este é um equipamento extremamente útil neste tipo de obras, devido à sua versatilidade. Este equipamento, nesta obra, serve para: o transporte de utensílios para o interior do túnel e vice-versa, a colocação de alvos no interior do túnel, a aplicação de *swelexs*, a colocação de cambotas, de iluminação no interior do túnel, das mangas dos ventiladores, para carregamento das frentes nos pontos mais altos, entre outras utilidades.

Estão disponíveis, em obra, dois multifunções com acessórios de garfos e plataforma. A capacidade máxima de carga é de 3800 Kg, sendo que a lança posicionada na horizontal, com o comprimento máximo de 12 m, suporta uma carga máxima de 700 Kg.

✓ Carrinhas de explosivos

Figura 3. 29 – Carrinhas de explosivos

As duas **carrinhas de explosivos**, Figura 3.29, existentes na obra são *Mitsubishi Canter* de peso bruto 3500 Kg. Estas transportam as bombas e a emulsão. As bombas são antideflagrantes, ε_x, que não podem ter qualquer contacto com corrente eléctrica. Funcionam apenas com ar comprimido, através da ligação a um compressor, de capacidade 6 m^3, que se localiza no interior do túnel. A emulsão encontra-se no meio das duas bombas e na parte superior destas encontra-se um depósito de água. A água será misturada com a emulsão, numa dosagem regulada, para fazer o carregamento da frente.

✓ Robô de projecção

Figura 3. 30 – Robô de projecção

O **robô de projecção**, Figura 3.30, tem como função projectar o betão com fibras em toda a secção do túnel. O robô possui uma lança de longa distância, o que permite trabalhar em grandes alturas, podendo atingir uma altura máxima de 16 m. A função retráctil que a lança possui permite um grande poder de manobra, como demonstra a figura seguinte.

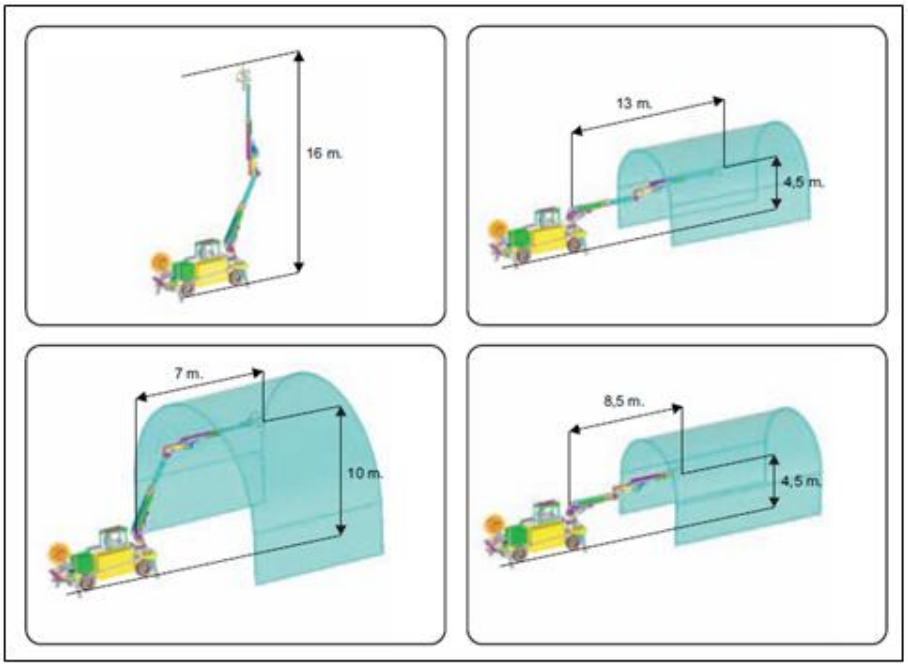


Figura 3. 31 - Alcance de manobra da lança do robot

No controlo da lança, o robô está munido de um comando para uma maior facilidade de controlo, assim como um maior ângulo de visão entre o operador e a superfície a projectar. Na ponta da lança, encontra-se o bico de projecção. É neste local que é efectuada a adição do aditivo, superplastificante e acelerador de presa.

O Robô tem incorporado estabilizadores, bomba de betonagem, bomba de adjuvantes, compressor de 6 m^3 de capacidade e minicomputador. Este permite o controlo da bomba de betonagem e de aditivo, assim como a pressão do ar comprimido. Para o seu funcionamento, necessita de ser ligado a um quadro eléctrico de 250 amperes.

Na parte traseira do Robô, encontra-se a Torva, que é o local onde a autobetoneira descarrega o betão, que possui um sistema vibratório que facilita passagem do betão para a bomba de betonagem.

Na presente obra, estão a ser utilizados dois robôs.

Figura 3. 32 – Torva do robô

✓ Autobetoneira

Figura 3. 33 - Autobetoneira

Para o transporte do betão com fibras para fornecer ao robô estão a ser usadas duas **autobetoneiras**, Figura 3.33, estas deslocam-se desde a central até ao interior do túnel. Possuem um diâmetro de 2.4 m e uma capacidade de carga de 9 m^3.

✓ Máquina para aplicação das Swelexs

Figura 3. 34 – Máquina para aplicação das *Swelexs*

A **máquina para aplicação das *Swelexs***, Figura 3.34, utilizada, da marca *Atlas Copco*, está munida com uma bomba capaz de produzir um jacto de água com uma força de 45 MPa. Esta pressão é suficiente para alargar as *Swelexs*, de modo a contrair o maciço fracturado, formando assim um maciço estável e interligado entre si. As imagens seguintes explicitam o funcionamento destas.

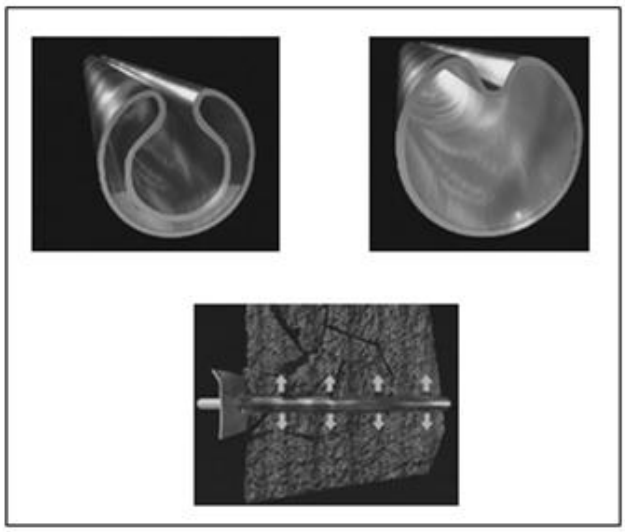


Figura 3. 35 – Comportamento das Swelexs ao introduzir uma pressão de água de 45 MPa

4. Execução de obra

4.1. Planos de fogo

A construção de túneis ou galerias, recorrendo a pegas de fogo, é uma técnica que, ao longo dos anos, tem tido uma grande evolução. A introdução de novos equipamentos, de novos métodos de exploração e os factores económicos, são alguns dos argumentos, que sem dúvida, contribuíram para a implementação de novos métodos de realização de pegas de interior.

Para a execução da escavação do Túnel do Marão decidiu-se dividir a secção em subsecções menores, com o intuito de minimizar os esforços actuantes e os possíveis riscos devido a estes. Os critérios, que irão definir a parcialização mais correcta, deverão ter em conta:

- ✓ Dimensões da secção;
- ✓ Características geomecânicas do maciço;
- ✓ Porte e alcance dos equipamentos existentes no mercado;
- ✓ Espessura da camada de cobertura sobre o túnel;
- ✓ Prazo de execução da obra;
- ✓ Custos.

Em túneis de maior secção, como é o caso do túnel em estudo, usou-se a parcialização em duas fases. A primeira denomina-se calota, com o arco invertido provisório para melhor distribuição das cargas e pela segunda fase intitulada como rebaixo, esta também com arco invertido, mas já definitivo. A imagem seguinte, Figura 4.1, demonstra as fases de escavação usadas no Túnel do Marão, assim como os arcos invertidos provisórios e definitivos.

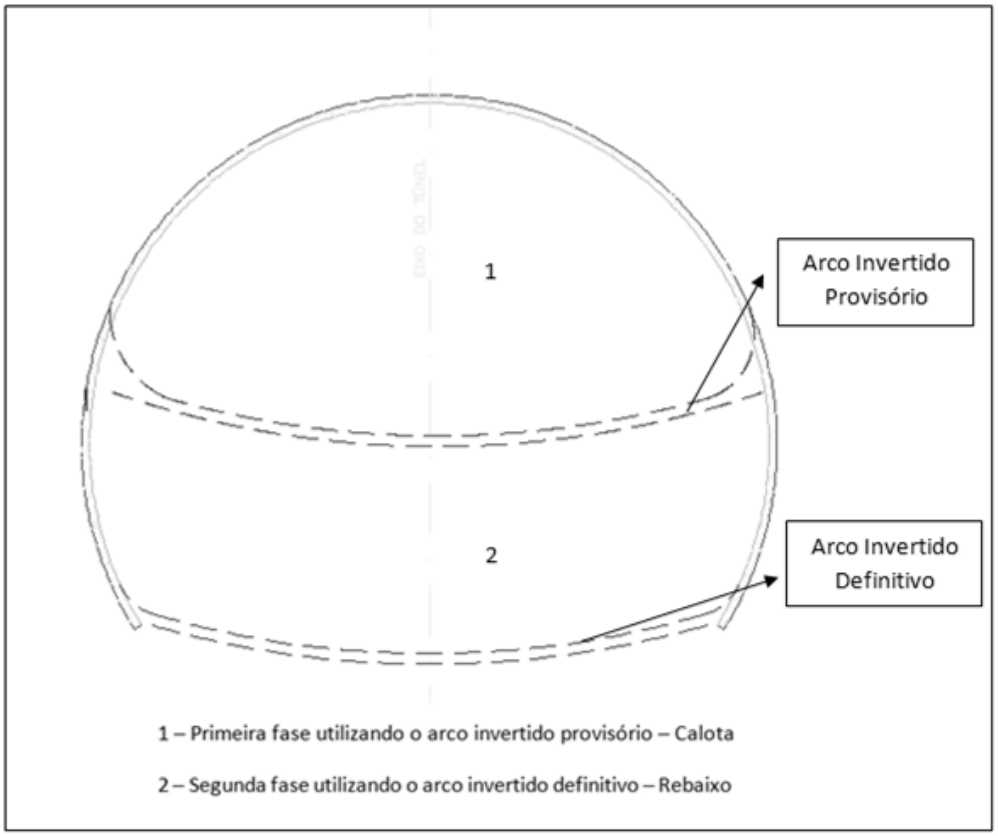

1
2
Arco Invertido Provisório
Arco Invertido Definitivo
1 – Primeira fase utilizando o arco invertido provisório – Calota
2 – Segunda fase utilizando o arco invertido definitivo – Rebaixo

Figura 4. 1 - Fases de escavação usados

Para a escavação da secção do túnel optou-se por utilizar explosivos, como já foi referido anteriormente. A escolha do tipo de explosivos a utilizar é sempre uma questão pertinente, pois deve-se ter em conta uma série de condições, inclusive condições impostas pela própria legislação. Os principais parâmetros a ter em consideração para a selecção do tipo de explosivo a utilizar são:

- ✓ As características do maciço a desmontar;
- ✓ Tipo de trabalho a executar;
- ✓ Diâmetro dos furos;
- ✓ Presença de água nos furos;
- ✓ Toxicidade dos gases da pega;
- ✓ Segurança do explosivo.

Referem-se em seguida cada um dos parâmetros citados anteriormente.

✓ **Características do maciço a desmontar**

Relativamente ao tipo de rocha a desmontar, esta poderá condicionar a escolha do explosivo mais indicado para o seu desmonte. No caso do maciço encontrado no Túnel do Marão, composto basicamente por Xistos, os mais indicados, serão os que produzem menor quantidade de gases, com altas velocidades de detonação, capacitando assim o efeito desejado de expulsar a rocha que se pretende desmontar.

✓ **Tipo de trabalho a executar**

O tipo de trabalho a executar pode impor limitações face à escolha do explosivo mais indicado para os efeitos pretendidos. O uso de furos de grande diâmetro pode ser um condicionador. Neste caso pode ser utilizada emulsão a granel, devido à grande quantidade de explosivo a utilizar.

✓ **Diâmetro dos furos**

A maior parte dos explosivos existentes no mercado, hoje em dia, estão habilitados para serem aplicados em qualquer diâmetro de furo, dentro de determinados valores, devendo-se nestes casos seleccionar o tipo de encartuchamento desejado. No entanto, existem algumas limitações, pois poderão haver explosivos pouco apropriados para certos diâmetros.

✓ **Presença de água nos furos**

A presença de água no interior dos furos de uma pega é um dos factores mais importantes para a selecção do explosivo a utilizar, devido à incompatibilidade entre o explosivo e a água existente nos furos das pegas. Os explosivos mais indicados, para utilizar na presença de água, são os gelatinosos e as emulsões, devido à sua grande resistência à água. Um tipo de explosivos que não é aconselhável utilizar em locais onde exista água é o pulverulento, devido à sua má resistência à água. No entanto, podem ser utilizados, num curto espaço de tempo, se forem submetidos a um processo de impermeabilização.

✓ **Toxicidade dos gases da pega**

Numa detonação, os resultados de qualquer tipo de explosivos referem-se à produção de gases nocivos e tóxicos para o ser humano. Para a utilização de explosivos, em obras subterrâneas, será necessário ter em conta as composições químicas dos mesmos. Contudo, não se pode esquecer a importância que a ventilação tem no interior de um túnel para a extracção dos gases produzidos pelos explosivos.

Um dos explosivos que não são recomendados para este tipo de pegas é o Anfo. Este é constituído por uma mistura de amónio com um combustível, que normalmente é o fuelóleo ou o gasóleo. Quando ocorre a explosão produz um excesso de gases tóxicos e nocivos ao ser humano.

O explosivo mais recomendado para obras subterrâneas são as emulsões, pois estas apresentam uma menor quantidade de gases tóxicos.

- ✓ **Segurança do explosivo**

Em relação à segurança de um explosivo, esta tem a ver com a maior ou menor resistência ao choque e fricção, quer no seu transporte, quer no seu manuseamento ou armazenamento. Mais uma vez, as emulsões são produtos de fabricação e manuseamento muito seguros, porque uma das suas características físicas é aduzir uma certa fluidez, evitando assim uma fricção constante que poderia levar ao risco de explosão.

Tendo em conta os parâmetros referidos anteriormente, para a selecção do tipo de explosivo a utilizar, optou-se pelas Emulsões a Granel Bombeáveis da marca Sociedade de Explosivos Civis (SEC), devido às grandes vantagens que estas apresentam. São recomendadas essencialmente para aplicações subterrâneas, galerias, com diâmetros de furação superiores a 37,5 mm.

As emulsões explosivas são formadas por produtos que, por si só, não são substâncias explosivas. Porém, quando são adequadamente misturadas e correctamente iniciadas reagem como explosivos de elevadas características, apresentando uma excelente resistência à água.

As grandes vantagens da utilização das Emulsões a Granel Bombeáveis são as seguintes:

- ✓ Fabricação e manuseamento muito seguros;
- ✓ Transporte em caixas com segurança, devido à sua característica fluida;
- ✓ Permite a utilização de meios mecânicos para o carregamento dos furos, oferecendo assim uma economia face ao tempo e à mão-de-obra;
- ✓ Pode ser bombeado até ao fim do furo, expulsando a água e assegurando uma ligação perfeita;
- ✓ Apresenta a velocidade de detonação elevada, assegurando uma fragmentação homogénea;
- ✓ Funciona em temperaturas baixas até aos -15℃.

Para iniciar uma explosão é necessário possuir um detonador ao qual se faz a ligação da carga através do cordão detonante, transmitindo-lhe a detonação. Existe uma vaga gama de detonadores e de cordões detonantes. Por isso, na obra em questão, optou-se por usar detonadores eléctricos devido às grandes vantagens que estes apresentam. Uma vez que, proporcionam melhores resultados nas pegas de fogo e possibilitam o disparo de grandes quantidades de furos, sem risco para o trabalhador. Isto porque, estes tipos de detonadores minimizam a possibilidade de surgirem falhas nas pegas de fogo. Os detonadores eléctricos são acessórios que funcionam com energia eléctrica e apresentam duas funções: servem para iniciar a coluna de explosivo e para sequenciar os furos.

Os detonadores utilizados são os de retardo que são constituídos por três partes: a parte eléctrica, a parte explosiva e a substância retardadora. Estas encontram-se no interior de um casquilho metálico de alumínio.

A parte eléctrica situa-se na zona superior do casquilho e é constituída pelo inflamador, que possui tonalidades de cores consoante as suas características.

O inflamador é constituído por uma pequena resistência, denominada “Ponte de Incandescência”, que é recoberta por uma pasta combustível. Esta pequena resistência está ligada aos fios que asseguram a passagem da corrente eléctrica ao inflamador. Para provocar a inflamação da pasta combustível, é necessário haver a passagem de corrente eléctrica de intensidade necessária para provocar o aquecimento da resistência. Após a inflamação da pasta combustível, dá-se a iniciação da carga retardadora que se encontra abaixo do inflamador. Será esta carga detonadora que vai regular o tempo que leva o detonador a actuar. Após se dar a combustão da carga retardadora é iniciada a combustão da carga primária, pois esta encontra-se imediatamente abaixo da carga retardadora. Por último, dá-se a combustão da carga base.

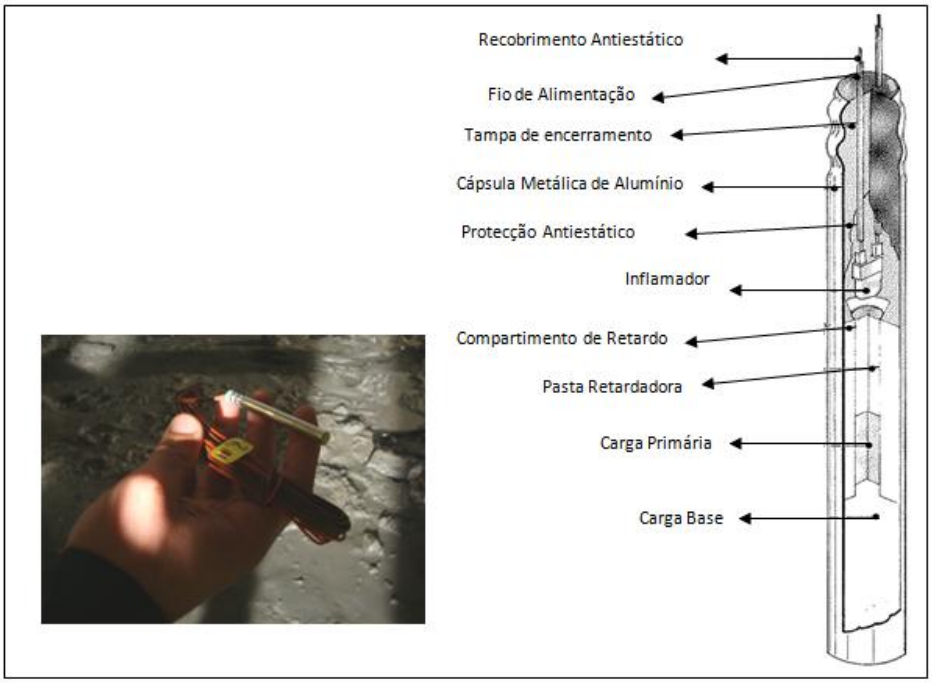


Figura 4. 2 - Detonador de Retardo

4.1.1. Sensibilidade dos detonadores

O mecanismo de iniciação está condicionado pela sensibilidade ou pela quantidade de energia eléctrica necessária de cada detonador para a sua iniciação. Sendo que quanto menor ou maior for a sua sensibilidade, necessita de mais ou menos intensidade de corrente eléctrica.

Os detonadores utilizados nesta obra são os detonadores sensíveis (S), que são os mais utilizados e os mais apropriados para locais onde não exista perigo de correntes estranhas. Para a sua iniciação, não necessitam de tanta corrente como necessitam os outros tipos de sensibilidades de detonadores. A distinção do tipo de sensibilidade é feita através da cor de um dos fios, sendo que a cor do outro fio representa o tipo de retardo. A tabela seguinte indica as características do detonador em questão.

Características Eléctricas dos Detonadores	Tipo de Detonador
Cor	
Código	S
Resistência da Ponte (Ω)	1.2 – 1.6
Impulso de Ignição (mws/Ω)	0.8 – 3
Corrente de Segurança (A)	0.18
Intensidade de Corrente Recomendada (A)	1.2

Tabela 4. 1 - Características e código do tipo de detonador em questão

Numa pega de fogo eléctrica, após a carga e ligação dos detonadores, deve ser feita uma verificação, para posterior disparo. Para isso está a ser utilizado um verificador de pegas eléctricas, o Ohmímetro, que tem a utilidade de medir: as resistências, permitindo assim medir o circuito da pega, as verificações dos defeitos de continuidade em detonadores, os isolamentos, as derivações entre outros. A Figura 4.3 demonstra o tipo de verificador de disparo utilizado nesta obra.

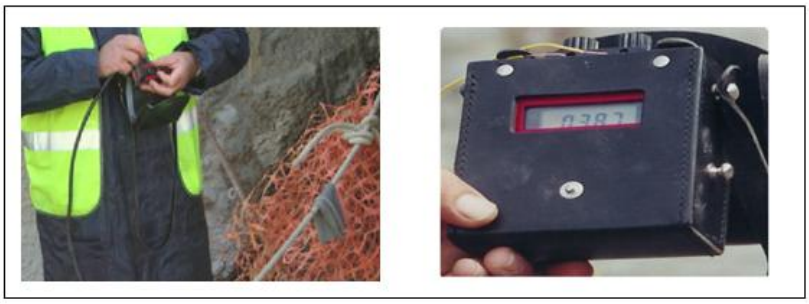


Figura 4. 3 - Ohmímetro utilizado para verificação do circuito da pega

Para o arrebentamento de uma frente de um túnel é necessário definir bem o plano de fogo para usufruir de um melhor aproveitamento quer do consumo de explosivos, quer do avanço conseguido. Para tal, é necessário definir correctamente as quatro zonas fundamentais de um túnel: caldeira, desmonte, contorno e sapateira. Na imagem seguinte apresento uma imagem elucidativa da constituição destas quatro zonas de um túnel.

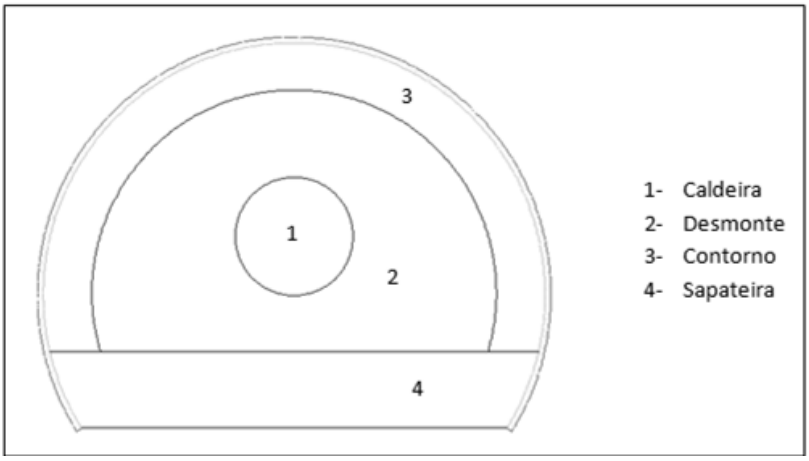


Figura 4. 4 - Definição das zonas de arrebentamento

A zona da caldeira encontra-se normalmente no centro do túnel. É constituída por vários furos, dos quais alguns são carregados e outros não. O objectivo destes furos não carregados é criar um espaço vazio na frente de ataque, para que posteriormente os furos carregados encontrem espaço livre, para libertar as tensões criadas durante o arrebentamento, facilitando assim a remoção da rocha.

O esquema de furação para a zona da caldeira, nos túneis em questão, apresenta três furos vazios com um diâmetro maior e uma sequência de arrebentamentos de 0 a 7, sendo que cada intervalo de arrebentamento é de 25 milissegundos. Na imagem seguinte é possível verificar o plano de fogo da zona da caldeira, bem como o plano de sequência de disparo.

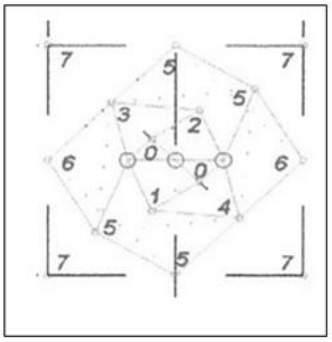


Figura 4. 5 - Plano de fogo da zona da caldeira e sua sequência de disparo

A zona de desmonte é a zona situada entre a caldeira, o contorno e a sapateira. Esta zona é responsável pelo desmonte do maior volume de rocha da frente de ataque. Todos os furos da zona de desmonte são carregados. Nesta zona são utilizados detonadores de retardo de 500 milissegundos, mantendo os escombros mais concentrados, aumentando assim o rendimento do equipamento de carga.

A zona de contorno é responsável pela definição da secção do túnel, dos hasteais e da abóbada. Os furos são realizados com uma inclinação, o que permite uma regularidade na definição da secção do túnel. Esta inclinação apresenta 3,2° no desenvolvimento do contorno.

A zona da sapateira define a distância do chão à abóbada. Para os furos localizados nesta zona, utiliza-se uma inclinação de 3,7° para evitar sobre/sub-escavações.

As três zonas referidas precedentemente (desmonte, contorno e sapateira) têm uma sequência de 1 a 12 que começa imediatamente a seguir ao arrebentamento da zona da caldeira. O intervalo de arrebentamento é de 500 milissegundos.

A próxima imagem demonstra o plano de fogo de toda a secção e a sua sequência de arrebentamento, de uma forma mais esclarecedora.

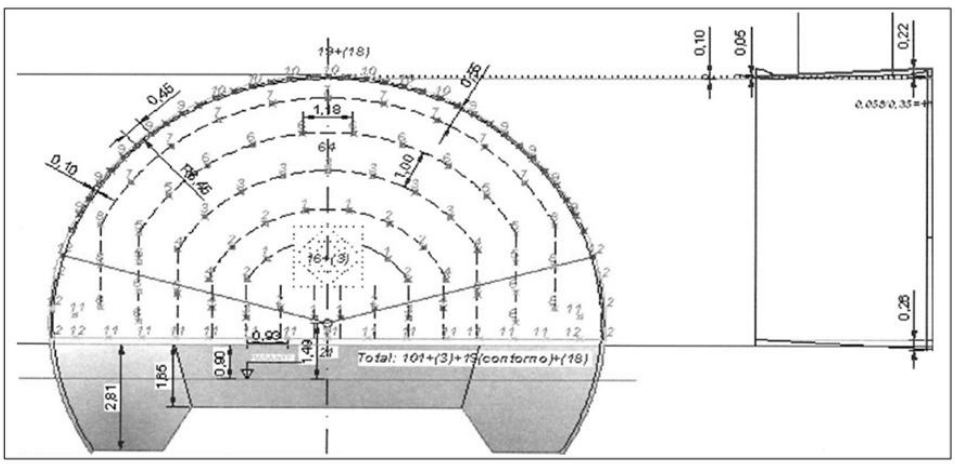


Figura 4. 6 - Plano de fogo em toda a secção e sua sequência de disparo

4.1.2. Cuidados a ter para efectuar o disparo

- ✓ Nenhuma explosão poderá ser provocada sem que o operador de explosivos verifique que todos os trabalhadores estão convenientemente protegidos, que os acessos à zona perigosa estão devidamente vigiados.
- ✓ O operador de explosivos deverá ser o último a abandonar o local da pega.
- ✓ No disparo eléctrico deverão utilizar-se condutores isolados e as ligações das linhas de tiro e dos fios de cápsulas detonadoras devem ser convenientemente isoladas.
- ✓ Apenas o operador de explosivos poderá ligar as linhas de tiro às cápsulas detonadoras e só o deverá fazer quando tiver em seu poder o órgão de manobra do disparador.
- ✓ As ligações ao disparador só deverão ser feitas depois de verificada a resistência do circuito com um Ohmímetro devidamente aprovado e com os trabalhadores já protegidos.
- ✓ Os disparadores eléctricos deverão ter potência suficiente para garantir o acendimento de todos os detonadores e devem ser mantidos em perfeitas condições de funcionamento, para o que serão feitas revisões e verificações periódicas.
- ✓ Os trabalhadores devem abandonar o local de trabalho antes do disparo.
- ✓ Os sinais sonoros deverão assinalar o início e o fim da operação.

4.2. Ciclos de escavação

Os ciclos de escavação são definidos pela produção de obra. São estes ciclos que vão definir o passo de avanço diário, assim como o número de pegas diárias possíveis, com o intuito de obter um rendimento favorável para uma conclusão rápida e segura da obra.

Nos túneis em geral, os ciclos são sempre os mesmos, diferenciando apenas o tempo que leva a conclui-los. A duração do ciclo depende da secção, pois quanto maior for a secção mais se prolonga o ciclo. Isto porque, levará mais tempo para furar

a frente, para efectuar o seu carregamento, para remover os escombros e para aplicar o revestimento primário (betão projectado e cambotas ou pregagens tipo *Swellexs*).

O passo de avanço definido também vai influenciar o ciclo de escavação, pois quanto maior for mais demorado será a conclusão do ciclo. Assim, quanto maior for o passo de avanço mais demorada será a furação, uma vez que o Jumbo levará mais tempo para efectuar o plano de fogo. Por sua vez, o passo de avanço também influenciará a remoção dos escombros.

Sendo assim, os ciclos de escavação deverão ser programados de forma a obter uma boa interligação de todas as actividades, com o intuito de obter uma maior produtividade no decorrer da obra.

As actividades que fazem parte de um ciclo de escavação são as referidas no organograma seguinte.

Figura 4. 7 – Organograma de um ciclo de escavação

Na construção do Túnel do Marão, emboquilhamento Poente, efectua-se um ciclo no Túnel Norte e outro no Túnel Sul, perfazendo assim um total de dois ciclos diários. A primeira pega é realizada por volta das 7 horas e a segunda pelas 22 horas.

O ciclo começa com a perfuração do plano de fogo com o recurso ao Jumbo. Este só consegue efectuar furações até 5 m devido às varas que estão disponíveis em obra. Para a execução desta actividade, são necessárias aproximadamente 3 horas. Se o Jumbo realizasse furações superiores a 5 m levaria demasiado tempo para terminar o ciclo, o que seria inconveniente.

A próxima actividade do ciclo diz respeito ao carregamento da frente que levará aproximadamente 2 horas.

Após a conclusão do carregamento da frente é necessário consumar a ligação ao exterior para executar o arrebentamento. De seguida, é preciso esperar que todos os gases tóxicos e poeiras existentes no interior do túnel sejam expelidos para o exterior, através das mangas do ventilador. Para a conclusão desta actividade é necessária aproximadamente 1 hora.

A actividade que se segue, após o arrebentamento, é a remoção dos escombros. Esta actividade, juntamente com a perfuração, é a mais longa, em todo o ciclo, para a sua conclusão, sendo necessário cerca de 5 a 6 horas. Este tempo deve-se ao tipo de equipamentos a ser usado na remoção dos escombros e ao piso irregular. Para que processo fosse mais rápido e eficaz tinha-se que utilizar *Dumpers* e Pás Mineiras.

Figura 4. 8 - Equipamentos usados na remoção de escombros

Seguidamente, passa-se às actividades de perfilar a frente e sanear que são realizadas em simultâneo. Assim, perfilar significa acertar o perfil da secção pretendida e sanear é retirar blocos que se encontram em risco de queda, garantindo assim uma maior segurança aos trabalhadores. Esta actividade demora cerca de 2 horas.

Após a conclusão da actividade anterior, é o momento de projectar a frente, os hasteais e a abóbada. Para isto, utiliza-se o robot e uma autobetoneira. O tempo para esta actividade é sensivelmente de 1 hora.

Por fim, a última actividade a efectuar para concluir o ciclo é a aplicação das pregagens tipo *swellexs,* definidas para a secção em questão. Esta actividade demora cerca de 1 hora.

Em suma, para completar um ciclo nesta obra são necessárias 16 horas, 4 horas a mais das 12 horas idealizadas.

Para atingir as 12 horas ideais seria necessário, em cada actividade, despender o seguinte tempo:

- ✓ 3 horas para a perfuração;
- ✓ 2 horas para o carregamento da frente;
- ✓ 1 hora para o arrebentamento;
- ✓ 3 horas para a remoção dos escombros;
- ✓ 1 hora para perfilar e sanear;
- ✓ 1 hora para projectar o betão;
- ✓ 1 hora para aplicar as *Swellexs*.

Como pode verificar-se, as únicas actividades que excedem o tempo ideal são: remoção dos escombros e perfilar e sanear. Desta forma, para se conseguir reduzir o tempo de duração destas actividades, seria necessário recorrer a equipamentos adequados. A regularização do pavimento também diminuiria o tempo de viagem entre o túnel e o vazadouro, reflectindo assim numa maior rapidez entre o túnel e o vazadouro.

4.2.1. Estimativa do tempo de conclusão do Túnel Norte

Para este subcapítulo, realizei uma estimativa do tempo de conclusão do Túnel Norte, tendo por base o histórico dos ciclos conseguidos em cada frente, consoante o zonamento geotécnico atravessado. Relativamente ao zonamento geotécnico definido

por ZG1, na frente Poente, estão a fazer um ciclo diário com um avanço de 4 m, enquanto que na frente Nascente estão a conseguir atingir 2 ciclos diários, sendo que o primeiro atinge um avanço de 5 m e o segundo de 2,5 m, perfazendo um total diário de 7,5 m.

No zonamento geotécnico definido por ZG2, na frente Poente, estão a concluir um ciclo diário com um passo de avanço de 3 m/dia. Por sua vez, na frente Nascente concluem dois ciclos, sendo que o primeiro tem um avanço de 2,6 m e o segundo de 2 m, perfazendo assim 4,6 m/dia.

No zonamento geotécnico ZG3, apenas concluem um ciclo em cada frente, pois trata-se de um maciço com pouca qualidade em relação aos anteriores zonamentos geotécnicos atravessados. Na frente Poente, o avanço diário alcançado é de 2 m, enquanto que na frente Nascente conseguem obter um avanço diário de 3,7 m.

Para além disto, existem as zonas de falhas que são as mais criticas, onde existe uma grande alteração do maciço o que não permite avanços tão grandes. Para estas zonas, o passo de avanço obtido, tanto na frente Poente como na frente Nascente, é de 1 m.

Sendo assim, com a reunião destes dados históricos, é possível dizer que no conjunto das duas frentes, atravessando o mesmo zonamento geotécnico, o avanço diário será o apresentado na tabela seguinte.

Zonamento Geotécnico Atravessar	Avanço Diário (Frente Nascente+Poente)
ZG1	11.5 m
ZG2	7.6 m
ZG3	5.7 m
Falha	2 m

Tabela 4. 2 - Avanços médios diários em ambas as frentes consoante o zonamento geotécnico

Na Figura 4.9, verifica-se em que local é que as frentes se encontram escavadas, assim como a percentagem de zonamentos geotécnicos a atravessar e as respectivas extensões.

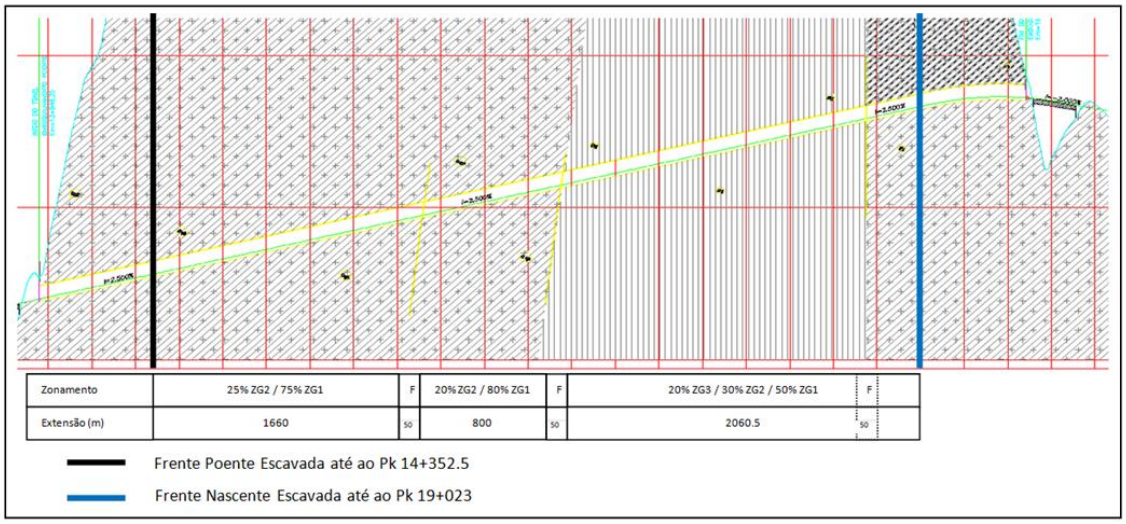


Figura 4. 9 - Imagem elucidativa dos vários zonamentos geotécnicos a escavacar, assim como o local onde as frentes se encontram escavadas até à data 11/11/2009

Como é possível verificar na figura precedente, a frente Poente encontra-se ao Pk 14+352.5 e a frente Nascente ao Pk 19+023, perfazendo assim um total de escavação, para a conclusão do Túnel Norte, de 4670,5 m, dos quais 150 m dizem respeito a três zonas de falhas com uma extensão de 50 m cada.

Com os dados da Figura 4.9: extensões e percentagens de cada zonamento, é possível definir a percentagem total de cada zonamento geotécnico nos 4670,5 m a escavar. Sendo assim, são apresentados os cálculos para a determinação das percentagens de cada zonamento geotécnico a atravessar, em que L_i é o comprimento de cada zonamento geotécnico e L o comprimento total a escavar.

$$\boldsymbol{ZGi} = \frac{\sum \% \, \boldsymbol{ZGi} \times \boldsymbol{Li}}{\boldsymbol{L}} \qquad \textbf{Equação 4. 1}$$

$$ZG1 = \frac{75\% \times 1660 + 80\% \times 800 + 50\% \times 2060.5}{4520.5} = 65\%$$

$$ZG2 = \frac{25\% \times 1660 + 20\% \times 800 + 30\% \times 2060.5}{4520.5} = 26\%$$

$$ZG3 = \frac{20\% \times 2060.5}{4520.5} = 9\%$$

Após a definição da percentagem de cada zonamento geotécnico a atravessar, é possível determinar as distâncias de escavação em cada zonamento geotécnico, assim como na zona de falha, como demonstra os cálculos apresentados posteriormente.

Total de escavação em ZGi = $\boldsymbol{ZGi \times L}$ **Equação 4. 2**

Total de escavação a efectuar em ZG1:

$$65\% \times 4520.5 = 2938.33\ m$$

Total de escavação a efectuar em ZG2:

$$26\% \times 4520.5 = 1175.33\ m$$

Total de escavação a efectuar em ZG3:

$$9\% \times 4520.5 = 406.845\ m$$

Total de escavação a efectuar nas zonas de falha:

$$100\% \times 150 = 150\ m$$

Após a definição das distâncias a atravessar, em cada zonamento geotécnico, e da zona de falha, e tendo por base os dados da tabela 4.2, atrás indicada, é possível determinar o tempo de execução do túnel, em dias para um factor de eficiência de 100%, como demonstram os cálculos seguintes.

Tempo em dias para a conclusão da escavação em ZGi = $\dfrac{\textbf{Total de escavação em ZGi}}{\boldsymbol{Avanço\ diário\ em\ ZGi}}$ **Equação 4. 3**

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG1:

$$\frac{2938.325}{11.5} = 256\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG2:

$$\frac{1175.33}{7.6} = 155\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG3:

$$\frac{406.845}{5.7} = 71\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em zona de falha:

$$\frac{150}{2} = 75\ dias$$

Sendo assim, a estimativa para o prazo de execução do Túnel Norte, para um factor de eficiência de 100%, será de 557 dias, o que equivale aproximadamente a 19 meses.

É extremamente complicado, senão impossível, conseguir uma eficiência de 100%. Isto porque, podem ocorrer problemas inesperados, tais como: avarias de equipamentos, surgimento de um maciço que não se estava a prever, ocorrência de água, entre outros. Desta forma, apresento uma estimativa, para o prazo de execução, com um factor de eficiência de 70%, valor normalmente usado em obras desta natureza, de acordo com a informação do representante do projectista em obra.

$$\textbf{Tempo em dias para a conclusão da escavação em ZGi agravado de um factor de 70\%} = \frac{\textbf{Tempo em dias para a conclusão da escavação em ZGi}}{\mathbf{70}\%} \qquad \textbf{Equação 4. 4}$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG1:

$$\frac{256}{70\%} = 365\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG2:

$$\frac{155}{70\%} = 221\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em ZG3:

$$\frac{71}{70\%} = 102\ dias$$

Tempo, em dias, para a conclusão da escavação a efectuar em zona de falha:

$$\frac{75}{70\%} = 107\ dias$$

Para um factor de eficiência de 70%, o prazo de execução passaria dos 557 dias, inicialmente previstos, para 795 dias, o que equivale a 27 meses. Sendo assim, pode-se afirmar que a estimativa mais credível, para o prazo de execução do Túnel Norte, seria de 795 dias, pois esta já contabiliza alguns problemas que pudessem surgir, durante a sua escavação.

Na tabela seguinte, apresento um resumo de todos os cálculos, atrás efectuados, para uma melhor interpretação e compreensão dos prazos de execução.

Zonamento	Percentagem de cada zonamento	Comprimento (m)	Avanço Médio Diário com eficiência de 100% (m/dia)	Prazo de execução em dias (100% de eficiência)	Prazo de execução em dias (70% de eficiência)	Prazo de execução em meses (100% de eficiência)	Prazo de execução em meses (70% de eficiência)
ZG1	65%	2938.325	11.5	256	365	8.5	12
ZG2	26%	1175.33	7.6	155	221	5.2	7
ZG3	9%	406.845	5.7	71	102	2.4	3
Falhas		150	2	75	107	2.5	4
	TOTAL	**4670.5**		**557**	**795**	**18.6**	**27**

Tabela 4. 3 – Possíveis prazos de execução do Túnel Norte em dias e meses

Com os avanços médios diários e com os prazos de execução, com eficiência de 100%, é possível fazer uma estimativa do Pk onde se vão encontrar as frentes. Para isso, calculei a escavação possível da frente Nascente, através dos avanços médios diários da mesma. É de evidenciar que, devido ao passo de avanço que esta frente apresenta, deverá conseguir atravessar duas zonas de falha, enquanto a frente Poente, devido ao passo de avanço mais reduzido, possivelmente, atravessará apenas uma zona de falha.

Seguidamente, evidencio os cálculos efectuados para estimar a extensão escavada pela frente Nascente.

Total de escavação a efectuar em ZG1:

$$256 \times 7.5 = 1920\, m$$

Total de escavação a efectuar em ZG2:

$$155 \times 4.6 = 713\, m$$

Total de escavação a efectuar em ZG3:

$$71 \times 3.7 = 262.7\ m$$

Total de escavação a efectuar em zona de falha:

$$100\ m$$

Sendo assim, para os passos de avanço, da frente Nascente, e para os prazos de execução, definidos anteriormente, existe um total de escavação de 2995.7 m. Desta forma, as frentes encontrar-se-ão, sensivelmente, ao Pk 16+027.3.

4.3. Classificações geomecânicas

Um dos aspectos mais importantes para fins de Engenharia Civil está ligado com o estudo dos terrenos. Sendo assim, houve a necessidade de desenvolver classificações geomecânicas, com o intuito de definir parâmetros que melhor caracterizam uma formação do ponto de vista de Geologia da Engenharia.

A importância destes parâmetros variam de caso para caso, consoante o tipo de estrutura a projectar. Embora não exista ainda uma classificação universal, há um conjunto de propostas de vários autores. Estas incidem em muitos pontos semelhantes de autor para autor, procuram quantificar as denominações respectivas a partir de ensaios, *in situ,* laboratoriais e expeditos.

O interesse destas classificações consiste também em sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar num determinado maciço rochoso. Entre as várias classificações geomecânicas referem-se, essencialmente, as classificações de Bieniawski (Sistema RMR), Barton (Sistema Q) e Hoek & Brown (Sistema GSI), visto que são as mais utilizadas hoje em dia para as obras subterrâneas e que estão a ser aplicadas no Túnel do Marão.

4.3.1. Classificações de Bieniawski

A classificação geomecânica de Bieniawski, Rock Mass Rating (RMR), foi criada em 1972 e 1973 por Bieniawski. Esta teve diversas alterações ao longo dos anos, sendo que a última modificação é datada de 1989 pelo próprio autor.

Inicialmente foi desenvolvida para aplicação em obras subterrâneas. Recentemente é aplicada nos estudos preliminares de taludes, fundações e também para estimativa do módulo de elasticidade e deformabilidade dos maciços rochosos *in situ*.

É um sistema de classificação de maciços rochosos mais utilizado em todo o Mundo para estimar o suporte de túneis, pois com esta classificação é possível determinar a relação ente o vão livre do túnel e o tempo de sustentação sem suporte, bem como estimar a coesão e o ângulo de atrito do maciço em estudo.

Este sistema de classificação geomecânica apresenta os seguintes objectivos:

- ✓ Caracterizar parâmetros condicionantes do comportamento dos maciços rochosos;
- ✓ Compartimentar uma formação rochosa em classes de maciço com qualidades distintas (Muito Bom, Bom, Razoável, Mau e Muito Mau);
- ✓ Fornecer parâmetros para a compreensão das características de cada classe de maciço;
- ✓ Fornecer dados estatísticos para o projecto geomecânico;
- ✓ Servir de referência à comunicação de dados na própria obra e entre obras distintas.

O sistema baseia-se na consideração de seis parâmetros geológico – geotécnicos, na qual se atribuem pesos relativos, consoante o maciço em estudo. O resultado do índice de RMR pode variar entre 0 a 100%.

Os parâmetros definidos pelo Bieniawski são os seguintes:

- ✓ Resistência à compressão simples;
- ✓ *Rock Quality Designation* (RQD);
- ✓ Espaçamento entre descontinuidades;

- ✓ Orientação das descontinuidades;
- ✓ Características das descontinuidades;
- ✓ Percolação de água subterrânea.

O primeiro parâmetro referido anteriormente, resistência à compressão simples, tem um intervalo de pesos que varia entre 0 a 15, dependendo da carga aplicada e da resistência à compressão simples do maciço.

Point Load Mpa	Res. Comp. Uniaxial Mpa	
>10	>250	15
4 - 10	100 - 250	12
2 - 4	50 - 100	7
1 - 2	25 - 50	4
< 2 *	5 - 25	2
< 2 *	1 - 5	1
< 2 *	< 1	0

Figura 4. 10 - Primeiro Parâmetro - Resistência à Compressão Simples

A resistência da rocha pode ser obtida através do ensaio laboratorial de compressão uniaxial, em amostras devidamente preparadas.

Os provetes podem ter formas cúbicas ou prismáticas, mas normalmente são recolhidos tarolos das sondagens, de forma cilíndrica. A preparação da amostra deve ter um cuidado especial na rectificação da superfície das bases que vão ser submetidas a compressão, de forma a garantir uma forma cilíndrica perfeita e plana.

O provete é submetido a uma tensão normal, σ, igual à razão da força normal, N, pela área da base, A:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

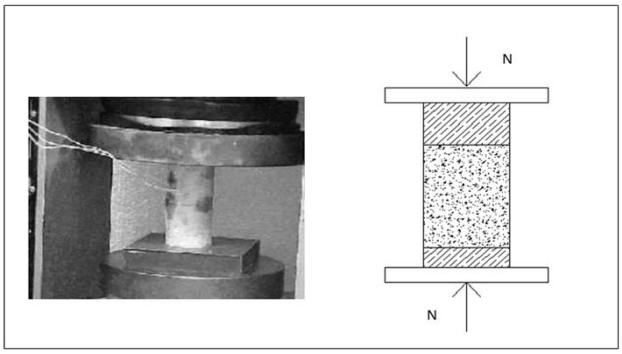


Figura 4. 11 - Ensaio de Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples da rocha pode ainda ser correlacionada com a sua dureza, chamada dureza de Schmidt – R, que é determinada através do ensaio com o martelo de Schmidt. Este valor irá ser correlacionado com a resistência à compressão simples da rocha da superfície ensaiada de acordo com o valor do seu peso volúmico, como patenteia a figura seguinte.

Figura 4. 12 - Martelo de Schmidt

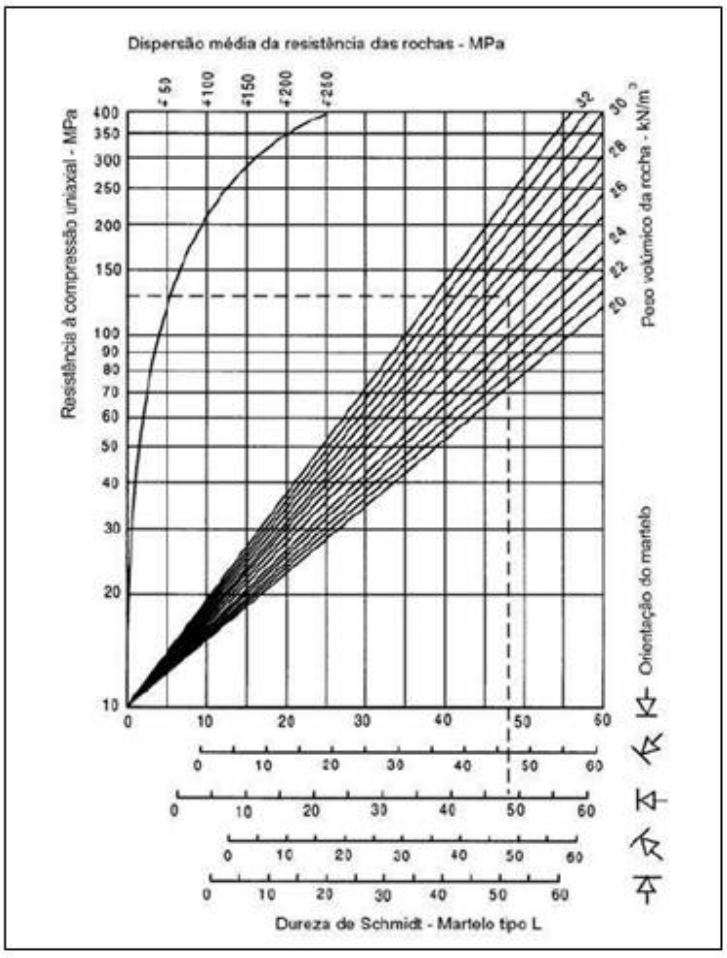

Dispersão média da resistência das rochas - MPa
Resistência à compressão uniaxial - MPa
Peso volúmico da rocha - kN/m³
Orientação do martelo
Dureza de Schmidt - Martelo tipo L

Figura 4. 13 - Estimativa da compressão a partir da dureza de Schmidt

Existe ainda a possibilidade de estimar o valor R e os valores da resistência à compressão simples através de análises expeditas, com o recurso de um martelo de geólogo e uma faca. Para tal, bastará recorrer-se à classificação proposta pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM) que em função do grau de qualidade da rocha, correlaciona a resistência à compressão simples e o índice de carga pontual.

Este é o método usado na obra do Túnel do Marão devido à inexistência do martelo de Schmidt e à impossibilidade de parar a obra para efectuar sondagens e retirar carotes, pois estes teriam que ir para um laboratório, serem devidamente preparados para depois serem ensaiados, o que levava tempo e dinheiro para saber os resultados.

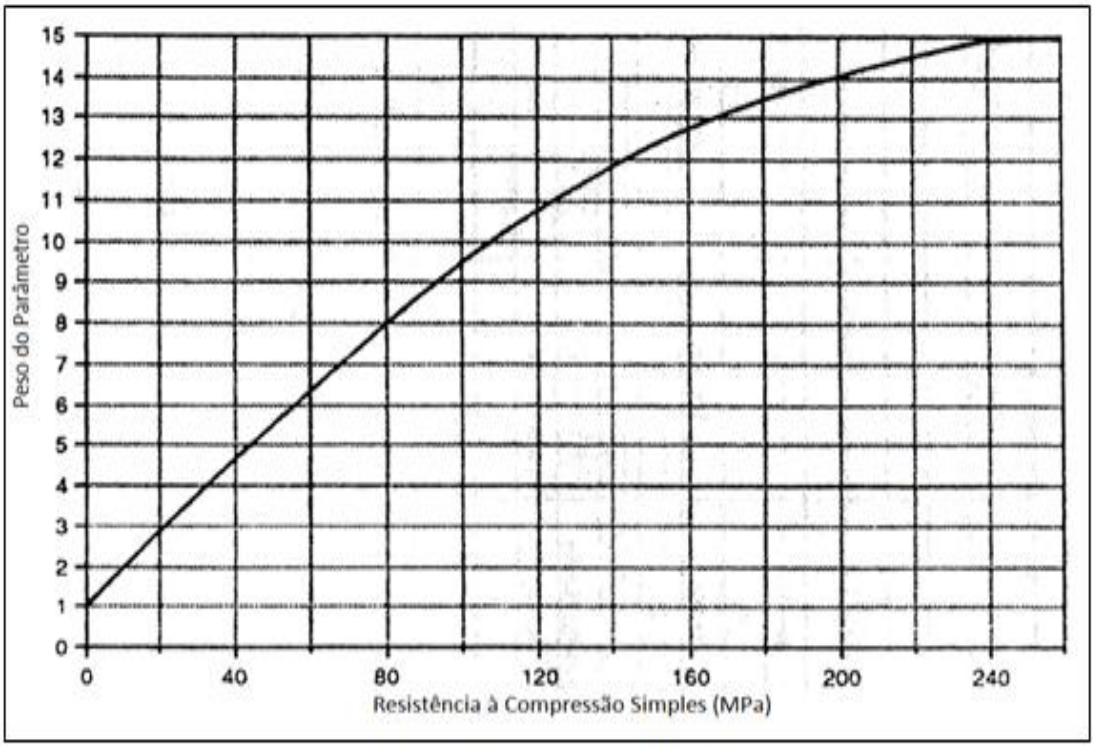


Figura 4. 14 - Gráfico para definição do primeiro parâmetro

Grau	Designação	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Índice de Carga Pontual (MPa)	Analise Expedita	Exemplos
R_6	Extremamente Elevada	> 250	> 10	A rocha lasca depois de sucessivos golpes de martelo e entoa quando batida	Basalto são, Jaspe, Dolerito Diabase, Gneisse, Granito, Quartzito
R_5	Muito Elevada	100 – 250	4 – 10	Requer muitos golpes de martelo para partir espécimes intactos de rocha	Anfibolito, Arenito, Basalto, Gabro, Gneisse, Granodiorito, Calcário, Mármore Riolito, Tufo Vulcânico
R_4	Elevada	50 – 100	2 – 4	Pedaços pequenos de rocha seguros com a mão são partidos com um único golpe de martelo	Calcário, Mármore, Filito, Arenito, Xisto, Ardósia
R_3	Mediana	25 – 50	1 – 2	Um golpe firme com o pico do martelo de geólogo faz marcas até 5 mm; com a faca consegue-se raspar a superfície	Siltito, Carvão, Xisto
R_2	Baixa	5 – 25	(*)	Com a faca é possível cortar o material, mas este é demasiado duro para lhe dar a forma de provete para o ensaio triaxial	Cré, Rochas Salinas
R_1	Muito Baixa	1 – 5	(*)	O material desagrega-se com golpe firme do pico de martelo de geólogo	Rocha mediana e muito alterada
R_0	Extremamente Baixa	0.25 – 1	(*)	Consegue-se marcar com a unha	Argila
(*) - Não são consideradas minimamente fiáveis as correlações com a resistência à compressão simples.					

Tabela 4. 4 - Classificação proposta pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM)

O parâmetro seguinte, faz referência à qualidade do maciço rochoso que é denominada por Rock Quality Designation (RQD) e contribui com um peso máximo de 20 na classificação de Bieniawski.

D. U. Deere desenvolveu o sistema de classificação, RQD, baseando-se nos estados de alteração e fracturação dos maciços, da qual definia a sua qualidade. Para tal, recorria a testemunhos de sondagens realizadas com recuperação contínua de amostra.

Este índice, que tem vindo a ser muito utilizado internacionalmente. É definido como a percentagem determinada pelo quociente entre o somatório dos troços da amostra com comprimento superior a 10 cm e o comprimento total furado em cada sondagem.

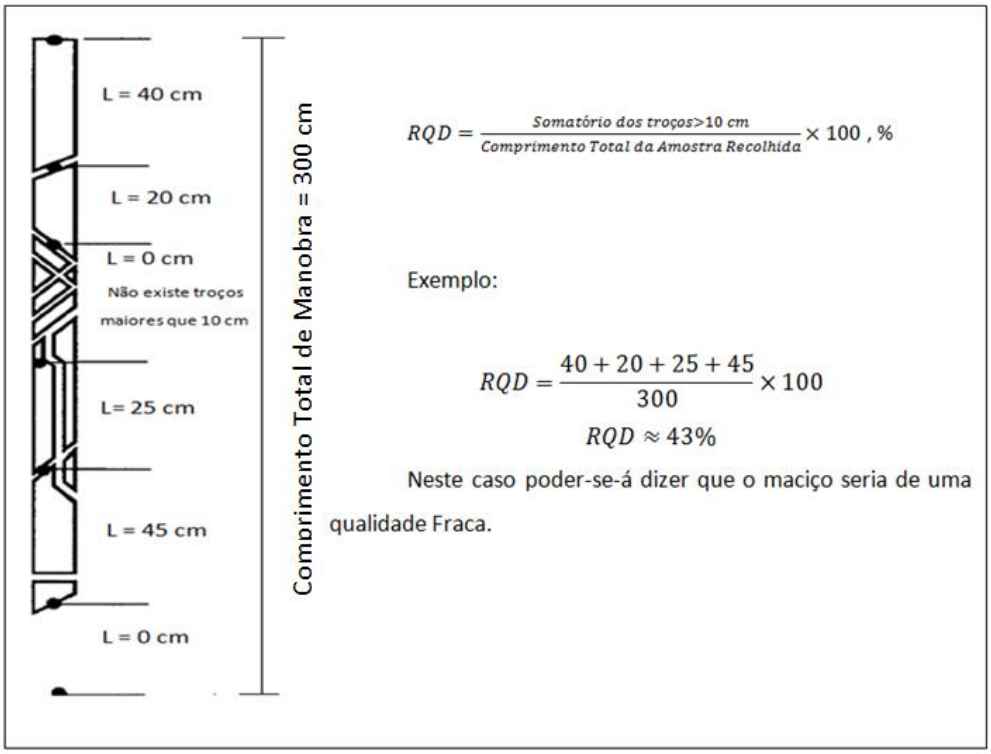

L = 40 cm
L = 20 cm
L = 0 cm
Não existe troços maiores que 10 cm
L= 25 cm
L = 45 cm
L = 0 cm
Comprimento Total de Manobra = 300 cm
$RQD = \frac{Somatório\ dos\ troços>10\ cm}{Comprimento\ Total\ da\ Amostra\ Recolhida} \times 100\ ,\ \%$
Exemplo:
$RQD = \frac{40+20+25+45}{300} \times 100$
$RQD \approx 43\%$
Neste caso poder-se-á dizer que o maciço seria de uma qualidade Fraca.

Figura 4. 15 - Processo para o cálculo do RQD

Para a determinação do RQD deve ser feita apenas sondagens com diâmetro mínimo de 76 mm, cuidadosamente realizadas, em que sejam utilizados amostradores de parede dupla como demonstra a Figura 2.6, indicada precedentemente.

Em função dos valores do RQD, são apresentadas na Tabela seguinte as designações propostas por Deere para classificar a qualidade dos maciços rochosos.

RQD (%)	Qualidade do Maciço Rochoso
<25	Muito Fraco
25 – 50	Fraco
50 – 75	Razoável
75 – 90	Bom
90 - 100	Excelente

Tabela 4. 5 - Classificação dos maciços com base no RQD

Nesta obra, o parâmetro RQD, não é definido através do método referido anteriormente, devido à falta de tempo e custos que estes acarretam para a obra. O método que é utilizado é muito simples, onde o próprio túnel é a sondagem do maciço,

ou seja, consoante a frente vai avançando, verifica-se os troços que são maiores que 10 cm. Somando-os e dividindo-os pelo comprimento total da frente, obtém-se o valor do RQD naquele avanço.

Definido o índice do RQD, através do método indicado previamente, passa-se ao preenchimento da tabela da classificação de Bieniawski com o peso do parâmetro respectivo.

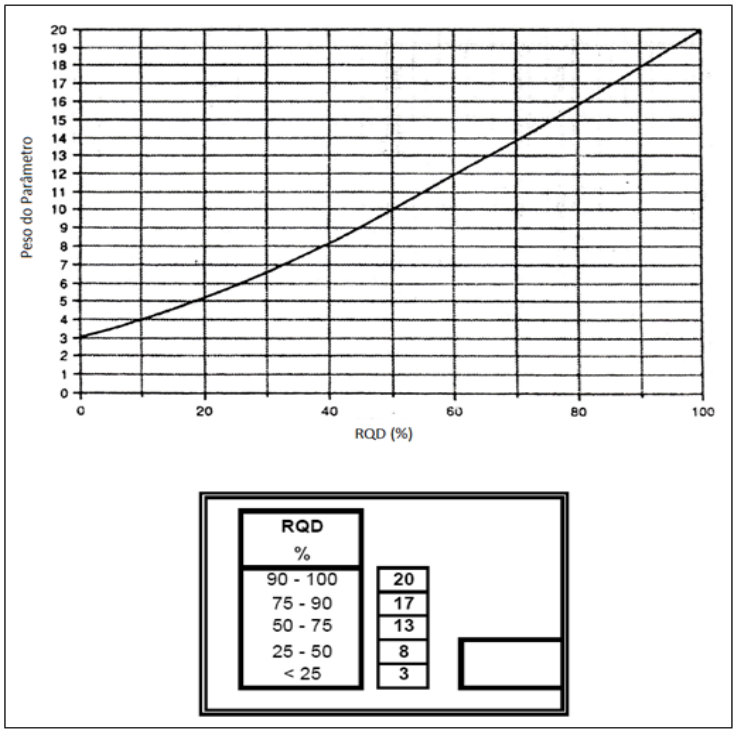


Figura 4. 16 - Segundo Parâmetro - RQD

O parâmetro alusivo ao espaçamento entre descontinuidades assume valores relacionados com a dimensão do seu espaçamento. A partir do valor encontrado faz-se a avaliação do peso deste parâmetro que varia entre 5 e 20.

Se por acaso houver mais do que uma família de descontinuidades, o espaçamento optado para definição do parâmetro será o mais desfavorável, ou seja, o mais crítico.

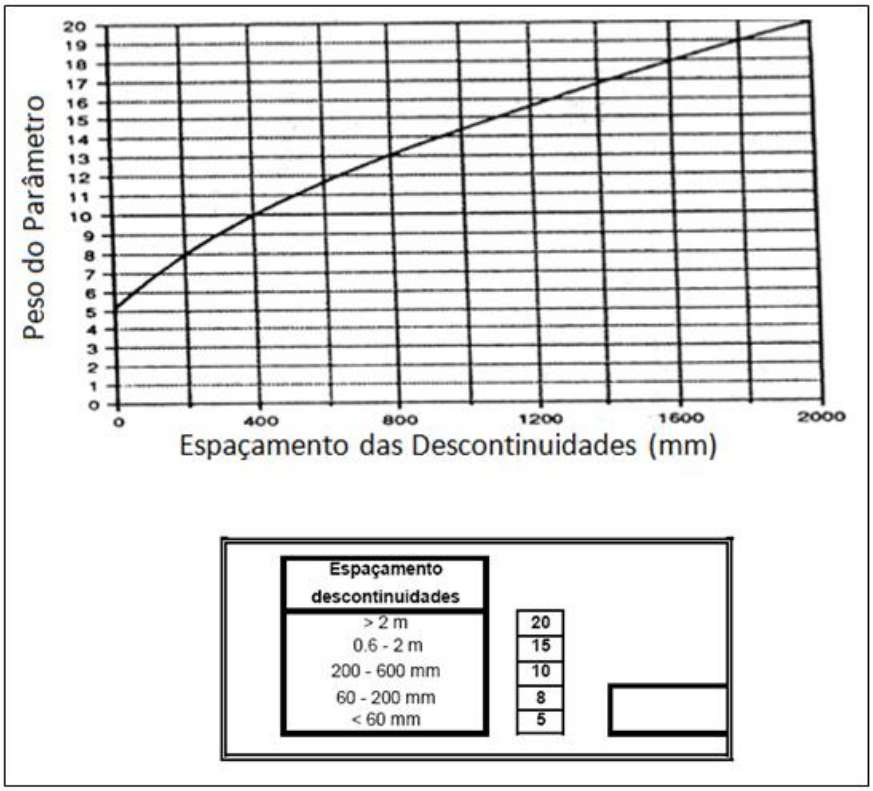


Figura 4. 17 - Terceiro parâmetro – espaçamento entre descontinuidades

O quarto parâmetro desta classificação diz respeito à orientação das descontinuidades que varia entre “muito desfavoráveis” e “muito favoráveis” e apresenta um intervalo de variação do peso de -12 a 0.

A orientação das descontinuidades é efectuada através da observação da direcção e inclinação das descontinuidades, com o intuito de definir a sua influência para obtenção do parâmetro. A direcção deve ser registada com referência ao norte magnético e a sua inclinação é realizada através do ângulo entre a horizontal e o plano da descontinuidade, que é definido com recurso a uma bússola com clinometro.

A influência da direcção e da inclinação das descontinuidades define-se através da direcção do túnel. Na figura seguinte, observa-se alguns exemplos de orientações das descontinuidades face à direcção do túnel.

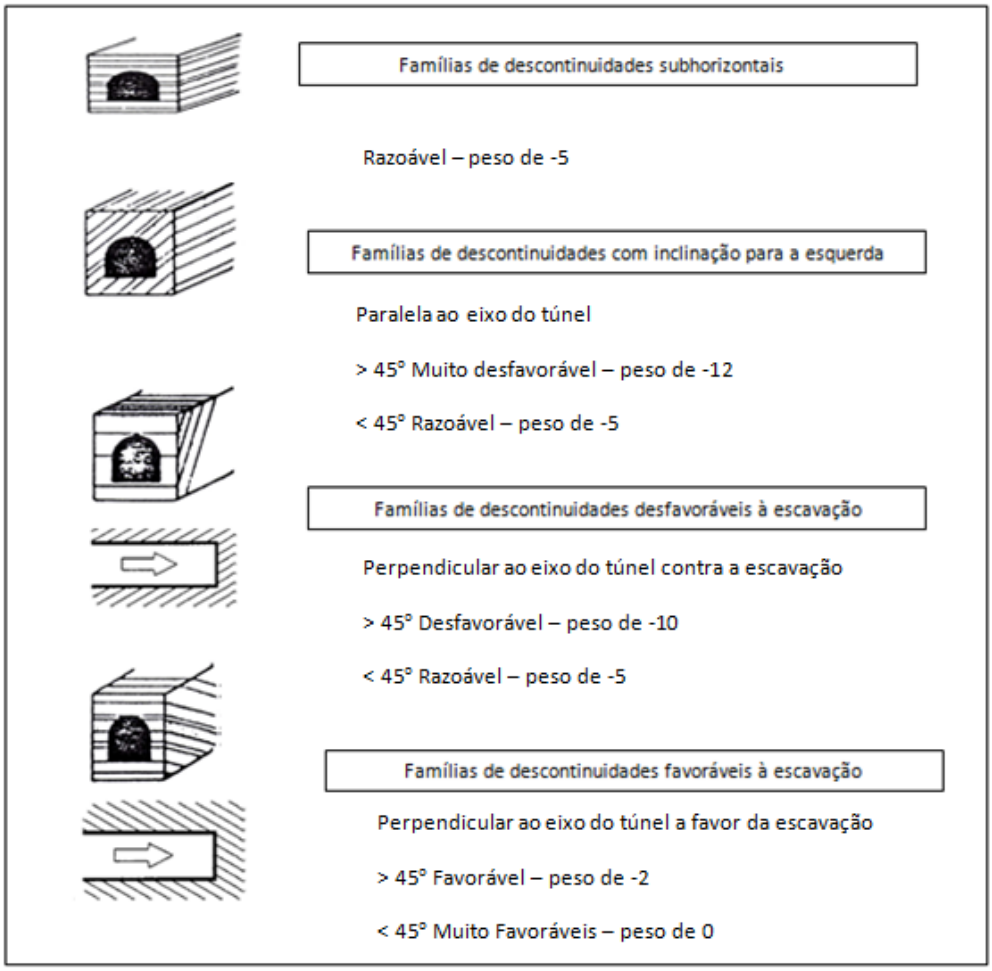
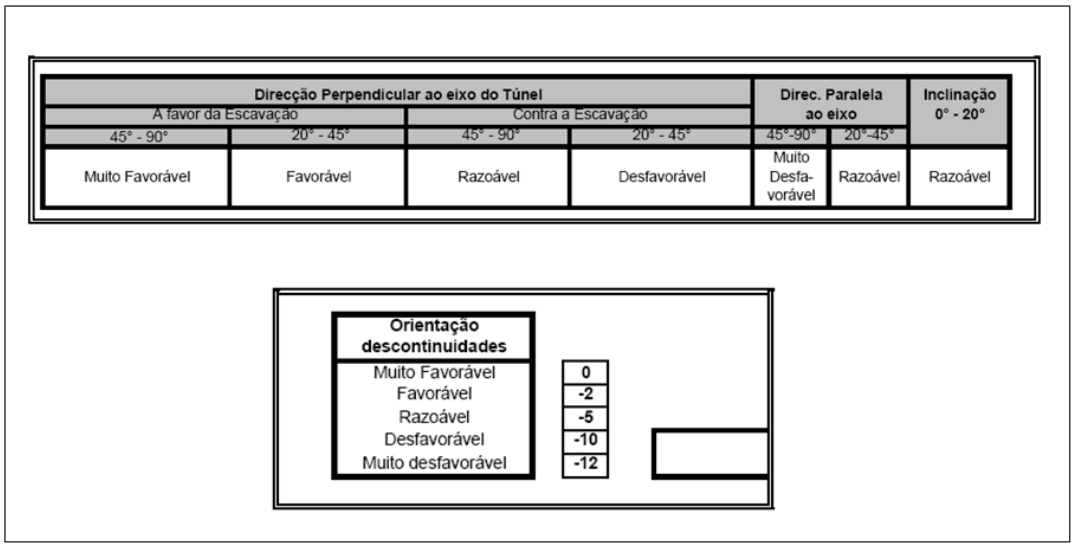


Figura 4. 18 - Alguns exemplos de inclinação e orientação das descontinuidades

O primeiro passo é verificar se a direcção das descontinuidades é paralela ao eixo do túnel ou perpendicular ao eixo do túnel. Se for perpendicular será necessário ver se a orientação é a favor ou contra a escavação. Caso a inclinação seja entre 0° e 20° é automaticamente definida como razoável.

Consoante a direcção e a inclinação da frente de escavação é agora possível definir o parâmetro relativamente à Orientação das Descontinuidades, através da tabela abaixo indicada.



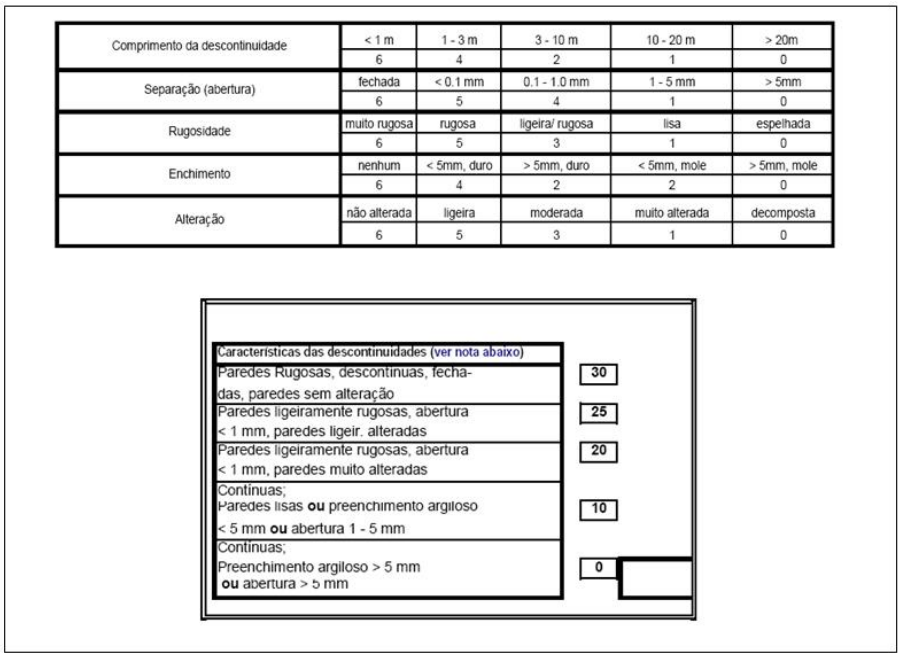
Direcção Perpendicular ao eixo do Túnel				Direc. Paralela ao eixo		Inclinação 0° - 20°
A favor da Escavação		Contra a Escavação				
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45°-90°	20°-45°	
Muito Favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfa-vorável	Razoável	Razoável

Orientação descontinuidades	
Muito Favorável	0
Favorável	-2
Razoável	-5
Desfavorável	-10
Muito desfavorável	-12

Figura 4. 19 - Quarto parâmetro – orientação das descontinuidades

O quinto parâmetro referido nesta classificação são as características das descontinuidades, função do comprimento da descontinuidade, da abertura, da rugosidade, do preenchimento e da sua alteração. Estas características, têm um peso que varia entre 0 a 6, entre cada classe, o que perfaz uma variação final total de 0 a 30, ou seja, este é o parâmetro que mais peso tem em relação aos outros cinco parâmetros. Sendo assim Bieniawski definiu este parâmetro como o mais importante, isto porque é o parâmetro que mais abrange o estado do maciço e também o mais difícil de analisar.

A tabela seguinte demonstra as características e os devidos pesos que influenciam a obtenção deste parâmetro.



Comprimento da descontinuidade	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20m
	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	fechada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5mm
	6	5	4	1	0
Rugosidade	muito rugosa	rugosa	ligeira/ rugosa	lisa	espelhada
	6	5	3	1	0
Enchimento	nenhum	< 5mm, duro	> 5mm, duro	< 5mm, mole	> 5mm, mole
	6	4	2	2	0
Alteração	não alterada	ligeira	moderada	muito alterada	decomposta
	6	5	3	1	0

Características das descontinuidades (ver nota abaixo)	
Paredes Rugosas, descontinuas, fecha-das, paredes sem alteração	30
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes ligeir. alteradas	25
Paredes ligeiramente rugosas, abertura < 1 mm, paredes muito alteradas	20
Continuas; Paredes lisas **ou** preenchimento argiloso < 5 mm **ou** abertura 1 - 5 mm	10
Continuas; Preenchimento argiloso > 5 mm **ou** abertura > 5 mm	0

Figura 4. 20 - Quinto parâmetro – características das descontinuidades

Finalmente, o último parâmetro tem em conta a percolação de água subterrânea, que varia entre os 0 e 15. A definição deste parâmetro pode ser obtida através de três formas: fluxo por 10 m de túnel, o quociente entre a pressão hidráulica das fracturas e a tensão principal ou através das condições gerais observadas no maciço.

Na obra, para definir este parâmetro, recorre-se às condições gerais, pois é um método rápido, simples e não acarreta custos. Sendo assim, observa-se o maciço e verifica-se se este se encontra seco, húmido, saturado, gotejante ou se tem escorrência. Na figura seguinte, apresento o quadro para definição do parâmetro.

ÁGUA SUBTERRÂNEA

Fluxo/10 m túnel	Quociente=Pressão hidráulica fracturas/ Tensão principal	Condições Gerais	
Nulo	0	Seco	15
< 10 l/min	0.0 - 0.1	Húmido	10
10 - 25 l/min	0.1 - 0.2	Saturado	7
25 - 125 l/min	0.2 - 0.5	Gotejante	4
> 125 l/min	> 0.5	Escorrência	0

Figura 4. 21 - Sexto parâmetro – percolação da água subterrânea

Depois de definidos todos os parâmetros referidos anteriormente, resta efectuar a soma algébrica dos pesos para assim saber o RMR e definir a classe e a qualidade do maciço em análise. A qualidade do maciço pode variar, segundo a classificação presente na figura seguinte, entre “Muito Mau” e “Muito Bom”.

Qualidade do maciço rochoso

SOMA DOS PESOS	CLASSE Nº	DESCRIÇÃO
100 - 81	I	Muito Bom
80 - 61	II	Bom
60 - 41	III	Razoável
40 - 21	IV	Mau
<20	V	Muito Mau

Figura 4. 22 - Definição da Qualidade do maciço

A partir do valor obtido para o RMR e a sua classe são estabelecidos os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito de pico) e do período de auto-sustentação.

Os valores de coesão apresentados, na tabela seguinte, são aplicáveis apenas a taludes em maciços rochosos saturados e alterados. No caso dos túneis, com utilização controlada de explosivos, a experiência sugere que deve ser somado ao valor do RMR 3 a 5.

Número da Classe	I	II	III	IV	V
Tempo Médio de Auto-Sustentação	20 anos para um vão de 15 m	1 ano para um vão de 10 m	1 semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 2.5 m	30 minutos para um vão de 1 m
Coesão do Maciço Rochoso (KPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Ângulo de atrito do Maciço Rochoso (°)	> 45	35 – 45	25 – 35	15 – 25	< 15

Tabela 4. 6 - Relações através do RMR

Através do valor de RMR obtido é ainda possível determinar a carga instalada nos suportes através da seguinte expressão:

$$\boldsymbol{P_v = \frac{100-RMR}{100} \times \gamma \times B} \qquad \textbf{Equação 4. 5}$$

Onde P_v é a pressão vertical exercida sobre os suportes, γ o peso volúmico da rocha em Kg/m^3 e B a largura do túnel em metros.

O comprimento das pregagens, L, assim como o seu espaçamento, S, pode ser obtido pelas seguintes expressões, onde H_t é a altura do maciço equivalente à carga:

$$\boldsymbol{L = \frac{B}{3}} \qquad \textbf{Equação 4. 6}$$

$$\boldsymbol{S = \sqrt{0.6 \times C_b/\gamma \times H_t}} \qquad \textbf{Equação 4. 7}$$

4.3.2. Classificação de Barton

Barton et al. em 1973, desenvolveu um sistema de classificação de maciço rochoso denominado como Índice de Qualidade do Maciço (Q). A classificação tem como objectivo definir o tipo de suporte necessário à estabilidade de maciços rochosos interceptados na construção de túneis de diversos vãos. Esta classificação foi baseada

na construção, observação e relação de mais de 1000 túneis na Escandinávia, de que definiram um índice de qualidade, com base em seis parâmetros considerados relevantes para a caracterização dos maciços rochosos. Estes seis parâmetros estão agrupados em três quocientes e o seu valor pode variar entre 0.001 e 1000, e é determinado através da seguinte expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad \textbf{Equação 4. 8}$$

Os três quocientes que compõem a expressão correspondem aos aspectos dos maciços rochosos:

- ✓ $\frac{RQD}{J_n}$ Caracteriza a estrutura do maciço rochoso. O seu valor poderá variar entre 0.5 e 200, dando assim uma ideia genérica do tamanho do bloco;
- ✓ $\frac{J_r}{J_a}$ Representa a resistência ao corte das descontinuidades sob o aspecto da rugosidade e do grau de alteração. O quociente aumenta com o crescimento da rugosidade e diminui com o grau de alteração das faces em contacto directo, correspondendo assim a um aumento da resistência ao corte. O quociente diminui quando as descontinuidades estão preenchidas com argila ou quando se encontram abertas, diminuindo assim a resistência ao corte;
- ✓ $\frac{J_w}{SRF}$ O *Stress Reduction Factor* (SRF) representa o estado de tensão do maciço rochoso, em profundidade, ou as tensões de expansibilidade. A sua avaliação é realizada a partir de alterações do maciço, das zonas de escorregamento ou devido às evidências de libertação da tensão do maciço (explosões da rocha). O J_w representa a pressão de água sobre o maciço, o que pode provocar o escorregamento devida à sua presença nas descontinuidades.

Os seis parâmetros que vão definir a qualidade do maciço rochoso são apresentados e descritos, posteriormente, com as tabelas e os seus respectivos pesos.

O parâmetro RQD adopta-se da mesma forma, como foi indicado anteriormente, na Classificação de Bieniawski. Este parâmetro apresenta um intervalo que varia entre os 0% e 100%. Segundo Barton, caso o valor obtido do RQD for inferior a 10, adopta-se o valor 10.

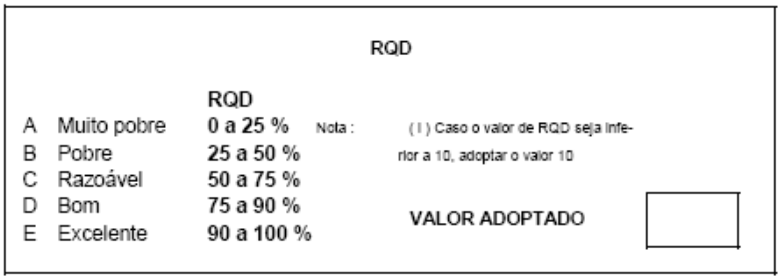

RQD
RQD
A Muito pobre 0 a 25 %
B Pobre 25 a 50 %
C Razoável 50 a 75 %
D Bom 75 a 90 %
E Excelente 90 a 100 %
Nota : (I) Caso o valor de RQD seja inferior a 10, adoptar o valor 10
VALOR ADOPTADO

Figura 4. 23 - Designação da qualidade da rocha - RQD

O parâmetro J_n diz respeito ao número de famílias fracturadas existentes no maciço, variando o seu intervalo entre 0.5 e 20.

O estudo das fracturas é de uma extrema importância, pois estas condicionam o comportamento do maciço rochoso relativamente à deformabilidade, resistência e permeabilidade, podendo influenciar toda a estrutura do maciço. Para definir uma família de fracturas tem-se em conta todo um conjunto de fracturas com aproximadamente a mesma inclinação e direcção. A partir da identificação da(s) família(s) existente(s) no maciço rochoso adoptar-se-á um valor para o parâmetro J_n.

É de salientar que nos cruzamentos e emboquilhamentos de túneis deve-se multiplicar por 3 e por 2, respectivamente, ao valor obtido no parâmetro J_n.

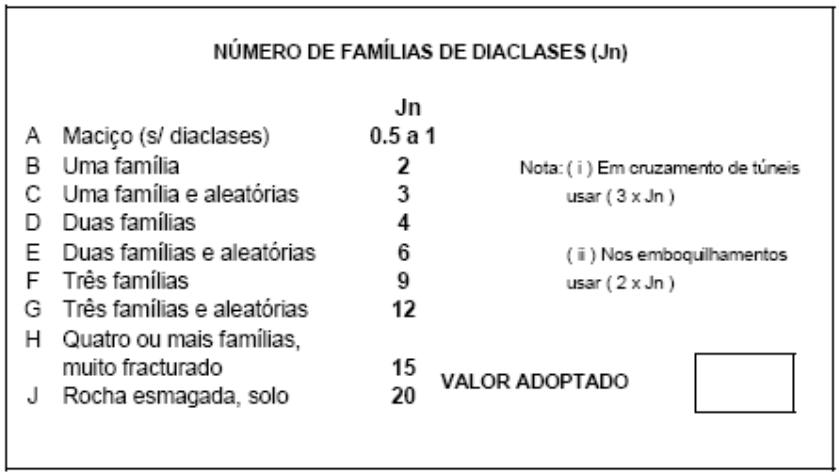

NÚMERO DE FAMÍLIAS DE DIACLASES (Jn)
Jn
A Maciço (s/ diaclases) 0.5 a 1
B Uma família 2
C Uma família e aleatórias 3
D Duas famílias 4
E Duas famílias e aleatórias 6
F Três famílias 9
G Três famílias e aleatórias 12
H Quatro ou mais famílias, muito fracturado 15
J Rocha esmagada, solo 20
Nota: (i) Em cruzamento de túneis usar (3 x Jn)
(ii) Nos emboquilhamentos usar (2 x Jn)
VALOR ADOPTADO

Figura 4. 24 - Índice do numero de famílias de diáclases, J_n

J_r é o parâmetro que define a rugosidade das fracturas, podendo variar entre 0.5 a 4, dependendo se os bordos das descontinuidades estão em contacto após 10 cm de movimento tangencial ou se estão sem contacto após o movimento.

A rugosidade corresponde às ondulações na superfície das fracturas, influenciando especialmente a resistência ao cisalhamento, principalmente quando se trata de descontinuidades não preenchidas. O meio mais prático para quantificar a rugosidade é identificar o seu perfil geométrico, enquadrando-o nos perfis de rugosidade apresentadas pelo Barton et. al. em 1974.

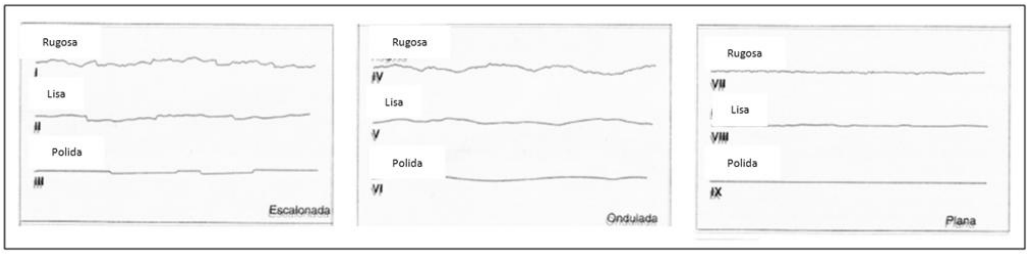


Figura 4. 25 - Perfis de rugosidade (Barton et al. 1974)

Se o espaçamento for superior a 3 m, deve-se adicionar 1 ao valor J_r definido.

RUGOSIDADE (Jr)

		Jr	
a. Paredes em contacto			
b. Paredes mantem contacto após 10cm movimento			
A	Diaclases descontínuas	4	Nota : (i)Adicionar 1 se o espacamento
B	Rugosas ou irregulares, onduladas	3	for superior a 3 metros
C	Lisas, onduladas	2	
D	"Slickensided", onduladas	1,5	(ii)Jr=0.5 pode deve ser usado para
E	Rugosas ou irregulares, planas	1,5	"slickensided" plana com lineações
F	Lisas, planas	1	orientadas favoravelmente
G	"Slickensided", planas	0,5	
c. Sem contacto de rocha após movimento			
H	Preenchimento argiloso e abertas sem contacto entre paredes	1	
J	Preenchimento arenoso e abertas sem contacto entre paredes	1	VALOR ADOPTADO

Figura 4. 26 - Índice de rugosidade das fracturas, J_r

O parâmetro seguinte refere-se ao estado de alteração das fracturas, J_a. Tem uma variação entre 0,75 e 20. Este estado de alteração faz referência ao tipo de preenchimento que as fracturas apresentam.

O tipo de preenchimento tem uma grande influência nos parâmetros geotécnicos de uma fractura. A diferença do comportamento entre uma fractura preenchida por argila mole ou material pétreo é elevada relativamente ao comportamento, à deformabilidade e ao cisalhamento. É também evidente a diferença de comportamento, em termos de percolação, de uma fractura preenchida com material poroso e permeável, de uma outra com preenchimento impermeável.

A caracterização deste parâmetro deve conter a espessura, a descrição do material constituinte e a dureza do preenchimento, para definir o parâmetro J_a .

Após identificar o valor de J_a é possível ver o intervalo do ângulo de atrito, ϕ, para o valor J_a admitido como demonstra a tabela a seguinte, o ângulo de atrito é denominado como F na tabela.

ESTADO DE ALTERACAO DAS FRACTURAS (Ja)

		Ja	F
a. Paredes em contacto			
A	Duro, impermeável, tipo filão de quartzo	**0,75**	
B	Paredes sãs	**1**	(25-35)
C	Paredes ligeiramente alteradas. Preenchimento tipo areia ou rocha sem argila	**2**	(25-30)
D	Preenchimento siltoso ou areno-argiloso	**3**	(20-25)
E	Preenchimento de argila mole, talco,gesso grafite ou argila pouco expansiva	**4**	(8-16)
b. Paredes mantem contacto após 10cm movimento			
F	Preenchimento com areia e fragmentos de rocha sem argila	**4**	(25-30)
G	Preenchimento com argila rija sobreconsolidada, contínua, abertura < 5mm	**6**	(16-24)
H	Idem pouco ou medianamente sobreconsolidada	**8**	(12-16)
J	Preenchimento com argila expansiva, contínua, abertura<5mm (valor adoptado depende da % argila ou da presença de água)	**8a12**	(6-12)
c. Sem contacto de rocha apos movimento			
K,L	Preenchimento por rocha desintegrada ou esmagada	**6a8**	
e M	Preenchimento idêntico as zonas G, H e J	**8a12**	(6-24)
N	Preenchimento c/silte ou areia argilosa	**5**	
O,P	Preenchimento espesso de argila	**10a13**	(6-24)
e R	Preenchimento espesso de argila idêntico as zonas G, H e J	**6a24**	

VALOR ADOPTADO

Figura 4. 27 - Grau de alteração das descontinuidades, J_a

O próximo parâmetro refere-se ao caudal de água no maciço, J_w, e apresenta uma variação entre 0.1 e 1, dependendo do caudal encontrado no maciço. Caso se efectue a drenagem deste, deve-se aumentar o valor do J_w, pois a variação do caudal sofre alterações no maciço. Se houver drenagem, vai ocorrer uma diminuição da pressão no maciço, assim como deixa de haver uma maior lubrificação nas descontinuidades. Para definição deste parâmetro, quando a água é relevante, é

utilizado um medidor de pressão, manómetro. Através da seguinte tabela é possível identificar o valor aproximado da pressão exercida pela água sobre o maciço em Kg/cm^2.

PRESENÇA DE ÁGUA (Jw)

		Jw	Pressão (Kg/cm2)
A	Seco ou caudal<5l/min. localizado	1	<1
B	Caudal médio ou pressão ocasional	0,66	1-2.5
C	Caudal elevado ou pressão elevada em rocha dura sem diaclases c/ preenchimento	0,5	2.5-10
D	Idem com lavagem do preenchimento das diaclases	0,33	2.5-10
E	Caudal excepcionalmente elevado ou aparecimento de água c/ pressão após rebentamento e diminuindo	0.2a0.1	>10
F	Idem sem diminuicão de caudal	0.1a0.55	>10

Nota: Caso se faca a drenagem do maciço, aumentar o valor de Jw

VALOR ADOPTADO

Figura 4. 28 - Índice das condições de percolação da água, J_w

O último parâmetro a adoptar é o SRF. Este pode apresentar intervalos entre 0.5 e 20 e é o único que foca a profundidade onde se encontra o túnel, bem como as tensões que este sofre devido à profundidade.

PARAMETRO SRF

a. Zonas de falhas interceptam a escavacão podendo originar sobreescavações

A	Ocorrência de muitas zonas contendo argila ou rocha desagregada (qualquer profundidade)	10
B	Ocorrência de poucas zonas idênticas a A(prof. escavacao<50m)	5
C	Idem c/ profundidade de escavação > 50m	2,5
D	Muitas zonas de falha(s/ argila), rocha decomposta(qualquer prof.)	7,5
E	Poucas zonas de falha(s/ argila),profundidade de escavação < 50m	5
F	Idem c/ profundidade de escavação > 50m	2,5
G	Rocha intensamente fragmentada (escavação a qualquer profundidade)	5

b. Rocha dura, problemas de tensões virgens

		σ_e/σ_1	σ_t/σ_1	
H	Tensões baixas ou escav. próximo da superfície	>200	>13	2,5
J	Tensões médias	200 a 10	13a0.66	1
K	Tensões elevadas	10a50	0.66a0.33	0.5 a 2
L	Possível ocorrência de explosões ligeiras de rocha	5a2.5	0.33a0.16	5 a 10
M	Possível ocorrência de explosões violentas de rocha	<2.5	<0.16	10 a 20

c. Rocha expansiva ou comportamento plástico devido a tensões elevadas

N	Tensão de expansibilidade media	5 a 10
O	Tensão de expansibilidade elevada	10 a 20

d. Rocha expansiva, dependendo da presença de água

P	Tensão de expansibilidade média	5 a 10
R	Tensão de expansibilidade elevada	10 a 15

VALOR ADOPTADO

Figura 4. 29 - Factor de redução de tensões, SRF

Após avaliar todos os parâmetros referidos precedentemente, falta aplicar a equação citada anteriormente, equação 1, para assim obter o valor Q.

Através do valor Q, Barton e al. definiram intervalos para classificação do tipo de rocha em nove categorias distintas:

Valor Q	Tipo de Maciço
0.001 a 0.01	Excepcionalmente má
0.01 a 0.1	Extremamente má
0.1 a 1	Muito má
1 a 4	Má
4 a 10	Mediana
10 a 40	Boa
40 a 100	Muito boa
100 a 400	Extremamente boa
400 a 1000	Excepcionalmente boa

Tabela 4. 7 - Relação entre o valor Q e o tipo de maciço

Através da definição do valor de Q, Grimstad e Barton desenvolveram expressões onde é possível estimar o comprimento das pregagens para a abobada e para os hasteais, respectivamente, através das seguintes expressões:

$$L = 2 + \frac{0.15 \times B}{ESR}$$ **Equação 4. 9**

$$L = 2 + \frac{0.15 \times H}{ESR}$$ **Equação 4. 10**

Onde B é a largura e H é a altura em metros do túnel. O índice de segurança ESR é obtido através da seguinte tabela.

Tipo de Escavação Subterrânea	ESR
Escavações Provisórias.	3-5
Escavações definitivas, túneis de aproveitamentos hidroeléctricos (excepto galerias em carga), túneis piloto, galerias de avanço laterais e de topo em grandes escavações, chaminés de equilíbrio.	1.6
Cavernas de armazenamento, estações de tratamento de águas, túneis rodoviários e ferroviários secundários, túneis de acesso.	1.3
Centrais eléctricas, túneis rodoviários e ferroviários principais, abrigos de defesa, emboquilhamentos e intersecções.	1
Centrais nucleares, estacões ferroviárias, espaços públicos e de desporto, fabricas, condutas de gás.	0.8

Tabela 4. 8 – Índice de segurança, ESR

Os mesmos autores sugeriram expressões empíricas para estimativa da pressão actuante sobre o suporte definitivo, dependendo do número de famílias de descontinuidades, do valor Q, do valor J_r e do valor J_n.

Pressão na abobada:

Se o número de famílias de descontinuidades ≥ 3:

$$P_v = \frac{0.2}{J_r} \times Q^{-\frac{1}{3}} \qquad \text{Equação 4. 11}$$

Se o número de famílias de descontinuidades < 3:

$$P_v = \frac{0.2 \times J_n^{\frac{1}{2}}}{3 \times J_r} \times Q^{-\frac{1}{3}} \qquad \text{Equação 4. 12}$$

Pressão nos hasteais:

Se o número de famílias de descontinuidades ≥ 3:

$$P_{\square} = \frac{0.2}{J_r} \times Q_w^{-\frac{1}{3}} \qquad \text{Equação 4. 13}$$

Se o número de famílias de descontinuidades < 3:

$$P_v = \frac{0.2 \times J_n^{\frac{1}{2}}}{3 \times J_r} \times Q_w^{-\frac{1}{3}} \qquad \text{Equação 4. 14}$$

Em que Q_w é um factor de parede, sendo obtido multiplicando o valor de Q por um factor, como demonstra a tabela seguinte:

Intervalo de Q	Factor de parede
>10	$5\times Q$
0.1 a 10	$2.5\times Q$
<0.1	$1\times Q$

Tabela 4. 9 - Determinação dos valores Q_w

4.3.3. Classificação de Hoek & Brown (GSI)

Em 1997, Hoek e Brown introduziram, embora sofresse várias alterações ao longo dos anos, o Índice Geológico de Resistência, *Geological Strength Index* (GSI), para maciços rochosos duros e brandos. Este índice teve a colaboração e a experiência de vários engenheiros e geólogos, com o intuito de desenvolver um método simples, rápido e sobretudo confiável, pois existe uma primazia desmedida em classificações rápidas e simples. Esta classificação baseou-se em observações das condições e características litológicas, geoestruturais e das superfícies das descontinuidades do maciço rochoso. Desta forma, surgiu a combinação das duas características fundamentais do processo geológico: as características dos blocos e as características das descontinuidades.

O GSI trata-se de uma classificação muito utilizada na fase de projecto para definição dos parâmetros a utilizar, consoante o intervalo do zonamento geológico – geotécnico. A escolha recai por este tipo de classificação, pois não é definido um valor exacto, mas sim um intervalo de valores, o que vai facilitar a escolha dos parâmetros dos zonamentos em análise. Esta é uma das verdadeiras vantagens desta classificação, uma vez que fornece maior segurança e facilidade para o dimensionamento de túneis.

Para obtenção do intervalo de valores da classificação GSI, Marinos e Hoek criaram uma tabela dividida em duas avaliações: as características das superfícies das descontinuidades e a sua geoestrutura:

Características das superfícies das descontinuidades:

- ✓ Muito Boas
- ✓ Boas
- ✓ Razoáveis
- ✓ Fracas
- ✓ Muito Fracas

Geoestrutura:

- ✓ Intacta ou Maciça
- ✓ Compartimentada
- ✓ Muito Compartimentada
- ✓ Compartimentada/Tectonizada

- ✓ Desintegrada
- ✓ Foliada/Laminada

A junção destas duas características determina um intervalo de valores que pode variar entre 0 e 100, como demonstra a figura seguinte.

TÚNEL DO MARÃO

TÚNEL NORTE

CLASSIFICAÇÃO DE HOEK (GSI)

Pk ____ A Pk ____

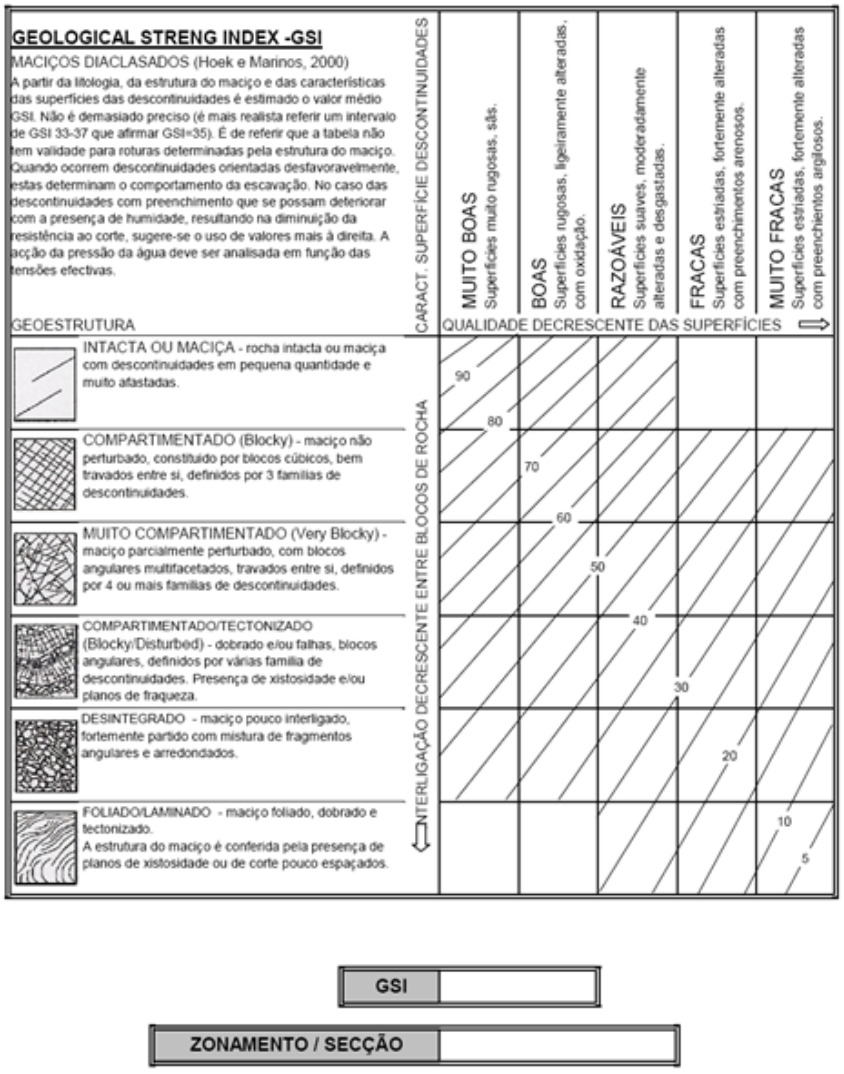

GEOLOGICAL STRENG INDEX -GSI
MACIÇOS DIACLASADOS (Hoek e Marinos, 2000)
A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das descontinuidades é estimado o valor médio GSI. Não é demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI 33-37 que afirmar GSI=35). É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades orientadas desfavoravelmente, estas determinam o comportamento da escavação. No caso das descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de humidade, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da pressão da água deve ser analisada em função das tensões efectivas.
GEOESTRUTURA
CARACT. SUPERFÍCIE DESCONTINUIDADES
MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, sãs.
BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação.
RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas.
FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas com preenchimentos arenosos.
MUITO FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas com preenchientos argilosos.
QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES
INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.
COMPARTIMENTADO (Blocky) - maciço não perturbado, constituido por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.
MUITO COMPARTIMENTADO (Very Blocky) - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multifacetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.
COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO (Blocky/Disturbed) - dobrado e/ou falhas, blocos angulares, definidos por várias família de descontinuidades. Presença de xistosidade e/ou planos de fraqueza.
DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido com mistura de fragmentos angulares e arredondados.
FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado.
A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.
INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
GSI
ZONAMENTO / SECÇÃO

Figura 4. 30 - Tabela para definição do GSI

Depois de definido o valor do GSI, para o maciço em questão, pode-se determinar o valor do ângulo de atrito, ϕ, da coesão, c', e o módulo de deformabilidade, E.

Através de dados experimentais e bases teóricas de mecânica das rochas, para rochas intactas, apresentaram mais tarde um critério de resistência para maciços rochosos, que é fornecida pela seguinte expressão, em que σ'_1 e σ'_3, são as tensões efectivas máximas e mínimas na rotura:

$$\boldsymbol{\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \times (m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s)^a} \qquad \textbf{Equação 4. 15}$$

O parâmetro s é um valor que depende das características do maciço, m_b é um valor reduzido adimensional da constante m_i da rocha intacta. O valor da constante m_i é uma constante adimensional relacionada com o arranjo mineralógico – estrutural sendo obtido através da seguinte figura:

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânico	Giz (18) Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzite 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Foliada *		Gnaisse 33	Xisto (10)	Filite (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riolite (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacite (17)	
			Diorito (28)		Andesite 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	

Figura 4. 31 - Tabela para determinação da constante m_i

Depois de definido o valor da constante m_i é possível determinar os parâmetros do critério de rotura, de Hoek e Brown, através das expressões seguintes:

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$ **Equação 4. 16**

O factor D depende da alteração do maciço rochoso devido ao uso dos explosivos para a sua escavação ou à libertação de tensões. O seu valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados e pode ser definido pela tabela seguinte (programa RocLab).

Aparência do Maciço Rochoso	Descrição do Maciço Rochoso	Valor de D Sugerido
	Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM. Resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	D = 0
	Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamento), resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel. Quando existem levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada, a menos que um aterro provisório seja colocado como demonstra a figura.	D = 0 D = 0.5
	Rebentamentos de muito baixa qualidade num maciço muito rijo resulta em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 metros no maciço rochoso circundante.	D = 0.8

Tabela 4. 10 - Tabela para determinação do valor D

O valor de *s* e de *a* podem ser determinados pelas seguintes expressões:

$$\boldsymbol{s = 0} \text{ se GSI < 25} \qquad \textbf{Equação 4. 17}$$

$$\boldsymbol{s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}} \text{ se GSI > 25} \qquad \textbf{Equação 4. 18}$$

$$\boldsymbol{a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times (e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}})} \qquad \textbf{Equação 4. 19}$$

Seguidamente, é possível determinar as resistências à compressão uniaxial, $\sigma_{c,mass}$, e à tracção, $\sigma_{t,mass}$, através das seguintes expressões:

$$\boldsymbol{\sigma_{c,mass} = \sigma_c \times s^a} \qquad \textbf{Equação 4. 20}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{t,mass} = \frac{s \times \sigma_c}{m_b}} \qquad \textbf{Equação 4. 21}$$

Balmer (1952) apresentou as expressões que relacionavam as tensões normais e de corte com as tensões principais, da qual Hoek et al. apresentaram umas novas expressões revistas em 2002, obtendo-se as seguintes expressões:

$$\boldsymbol{\sigma`_n = \frac{\sigma`_1 + \sigma`_3}{2} - \frac{\sigma`_1 - \sigma`_3}{2} \times \frac{d\sigma`_1/d\sigma`_3 - 1}{d\sigma`_1/d\sigma`_3 + 1}} \qquad \textbf{Equação 4. 22}$$

$$\boldsymbol{\tau = (\sigma`_1 - \sigma`_3) \times \frac{\sqrt{d\sigma`_1/d\sigma`_3}}{d\sigma`_1/d\sigma`_3 + 1}} \qquad \textbf{Equação 4. 23}$$

Em que:

$$\boldsymbol{d\sigma`_1/d\sigma`_3 = 1 + a \times m_b \times (m_b \times \sigma`_3/\sigma_c + s)^{a-1}} \qquad \textbf{Equação 4. 24}$$

O programa utilizado para a determinação dos parâmetros geomecânicos foi o RocLab. Trata-se de uma ferramenta simples de utilizar, uma vez que permite a obtenção de vários parâmetros para o dimensionamento de túneis, tais como: a coesão, o ângulo de atrito interno e o módulo de deformabilidade do maciço. É uma ferramenta que expressa os parâmetros de resistência de Mohr – Coulomb, tornando-se assim possível estimar a coesão e o ângulo de atrito interno, equivalentes aos parâmetros estimados do critério de Hoek – Brown. Para tal, ajusta-se uma recta à curva gerada pelo critério de Hoek – Brown com o intuito de equilibrar as áreas acima e a baixo do critério de Mohr – Coulomb, como demonstra a figura seguinte.

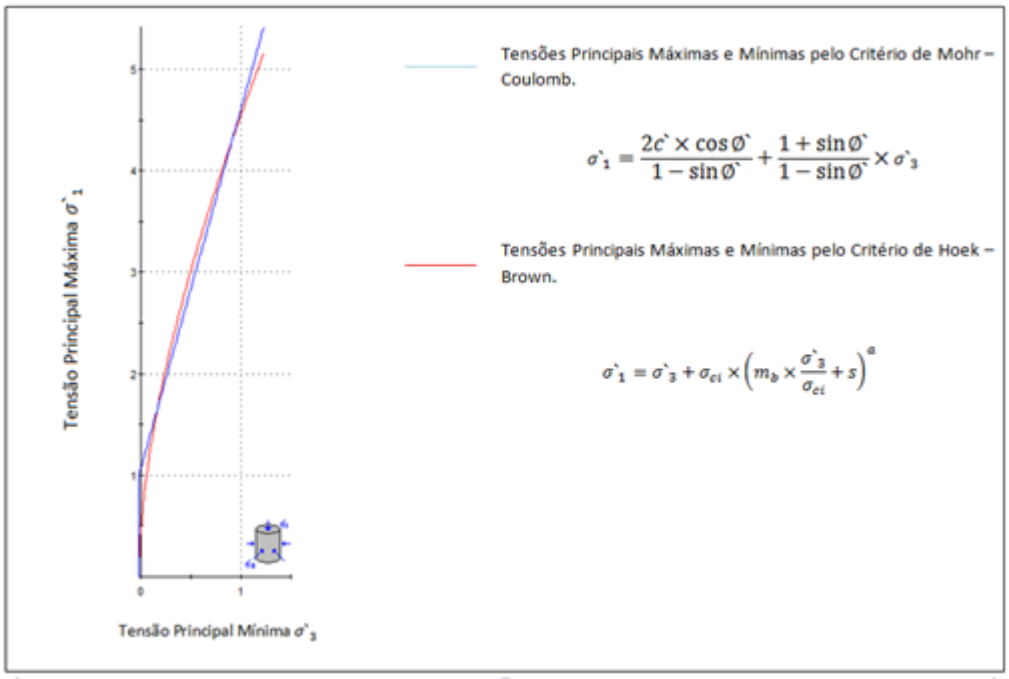

Tensões Principais Máximas e Mínimas pelo Critério de Mohr – Coulomb.
$\sigma'_1 = \frac{2c' \times \cos\emptyset'}{1-\sin\emptyset'} + \frac{1+\sin\emptyset'}{1-\sin\emptyset'} \times \sigma'_3$
Tensões Principais Máximas e Mínimas pelo Critério de Hoek – Brown.
$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a$
Tensão Principal Máxima σ'_1
Tensão Principal Mínima σ'_3

Figura 4. 32 - Relações entre as tensões principais máximas e mínimas pelo critério de Hoek – Brown e Mohr - Coulomb

Para a determinação da $\sigma'_{3\,max}$, no caso de túneis, utiliza-se a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma'_{3\,max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \times \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \times H}\right)^{-0.94} \qquad \text{Equação 4. 25}$$

Em que, σ'_{cm} é a resistência do maciço e H a altura de maciço desde abobada do túnel até à superfície.

O valor σ'_{cm} é determinado por:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \times \frac{(m_b + 4 \times s - a \times (m_b - 8 \times s)) \times (m_b/4 + s)^{a-1}}{2 \times (1+a) \times (2+a)} \qquad \text{Equação 4. 26}$$

Por fim, os valores equivalentes de ângulo de atrito e da coesão são dados, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$\emptyset` = \mathbf{sin}^{-1}\left(\frac{6\times a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma`_{3n})^{a-1}}{2\times(1+a)\times(2+a)+6\times a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma`_{3n})^{a-1}}\right) \quad \textbf{Equação 4. 27}$$

$$c` = \frac{\sigma_c\times\left((1+2\times a)\times s+(1-a)\times m_b\times\sigma`_{3n}\right)\times(s+m_b\times\sigma`_{3n})^{a-1}}{(1+a)\times(2+a)\times\sqrt{1+\left(6\times a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma`_{3n})^{a-1}\right)/\left((1+a)\times(2+a)\right)}} \quad \textbf{Equação 4. 28}$$

Em que,

$$\sigma`_{3n} = \frac{\sigma`_{3\,max}}{\sigma_c} \quad \textbf{Equação 4. 29}$$

Para a determinação do módulo de deformabilidade, Hoek et al. (2002) apresentaram as seguintes expressões, que dependem da resistência à compressão simples do maçico:

$$E_m = EI\times\left(0.02+\frac{1-\frac{D}{2}}{1+e^{\frac{60+15\times D-GSI}{11}}}\right) \quad \textbf{Equação 4. 30}$$

Através do algoritmo demonstrado anteriormente, é possivel determinar os parâmetros definidos para o maciço em questão.

Para a definição dos parâmetros, recorreu-se ao programa *RocLab*. Para tal, efectuou-se quatro análises, referentes ao ZG1 a 520 m da abóbada, ao ZG2 a 520 m da abóbada, ao ZG3 a 25 m da abóbada e ao ZG3 a 100 m da abóbada, com o intuito de comparar resultados. Na figura seguinte, identifica-se o local onde foram efectuadas as análises.

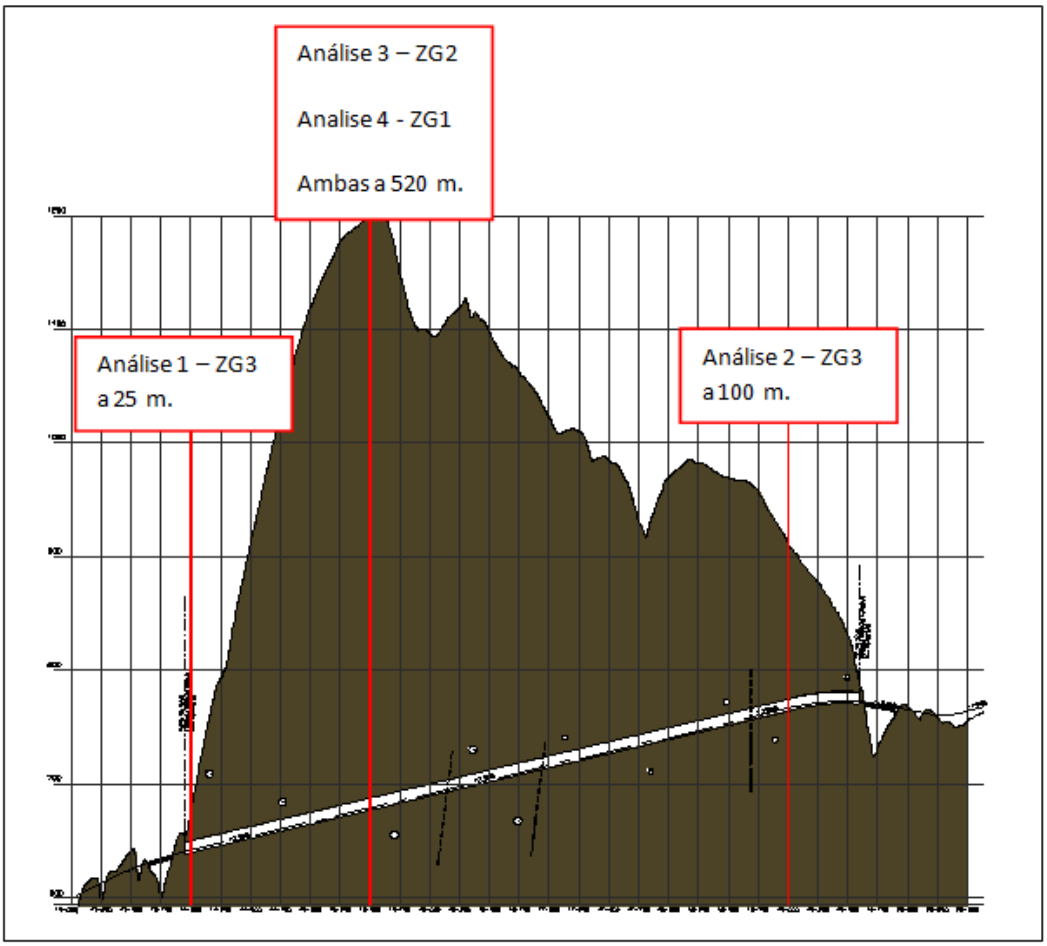


Figura 4. 33 - Perfil topográfico sobrelevado e análises realizadas

Com o objectivo de compreender o funcionamento do programa, efectuaram-se os cálculos, para a primeira análise, através dos métodos empíricos apresentados anteriormente. Posteriormente, utilizou-se o programa para efectuar a verificação de resultados da primeira análise. Seguidamente, efectuaram-se as restantes análises através do mesmo e apresentaram-se os resultados.

Para tal, utilizam-se para cada zonamento as classificações do GSI admitidas, o módulo de elasticidade (EI), a resistência à compressão simples(σ_c), uma constante da rocha intacta (m_i), o factor que traduz o grau de perturbação a que o maciço foi sujeito, pelos critérios construtivos e de libertação das tensões (D), e a altura a que abóbada do túnel se encontra da superfície. Desta forma, conseguiram-se obter os parâmetros das análises em questão.

Análise 1

A análise 1 diz respeito ao ZG3 e está localizada próximo do emboquilhamento poente do túnel. Os cálculos foram feitos para uma altura de 25 m a partir da abóbada até à superfície.

O projectista definiu para esta zona um GSI de 15 e um EI de 550 MPa.

Sendo admitido um $m_i = 10$ devido ao maciço em questão e um D = 0.8 devido ao uso dos explosivos para a sua escavação ou à libertação de tensões, ver tabela da página 92 e 93, respectivamente, deste capítulo, é possível principiar o algoritmo atrás indicado.

$$s = e^{\frac{15-100}{9-3\times 0.8}}$$

$$s = 0.000003$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times (e^{\frac{-15}{15}} - e^{\frac{-20}{3}})$$

$$a = 0.561$$

$$m_b = 10 \times e^{\frac{15-100}{28-14\times 0.8}}$$

$$m_b = 0.063$$

Assim, é possível determinar a resistência do maciço, $\sigma`_{cm}$:

$$\sigma`_{cm} = 35 \times \frac{(0.063+4\times 0.000003-0.561\times(0.063-8\times 0.000003))\times(0.063/4+0.000003)^{0.561-1}}{2\times(1+0.561)\times(2+0.561)}$$

$\sigma`_{cm} = 0.9035$ MPa

A partir deste valor, pode-se calcular a tensão principal mínima máxima, $\sigma`_{3\,max}$, para uma altura de 25 m:

$$\frac{\sigma`_{3\,max}}{0.9035} = 0.47 \times \left(\frac{0.9035}{0.026 \times 25}\right)^{-0.94}$$

$$\sigma`_{3\,max} = 0.312 \text{ MPa}$$

No gráfico seguinte, pode-se confirmar o que se apresentou anteriormente.

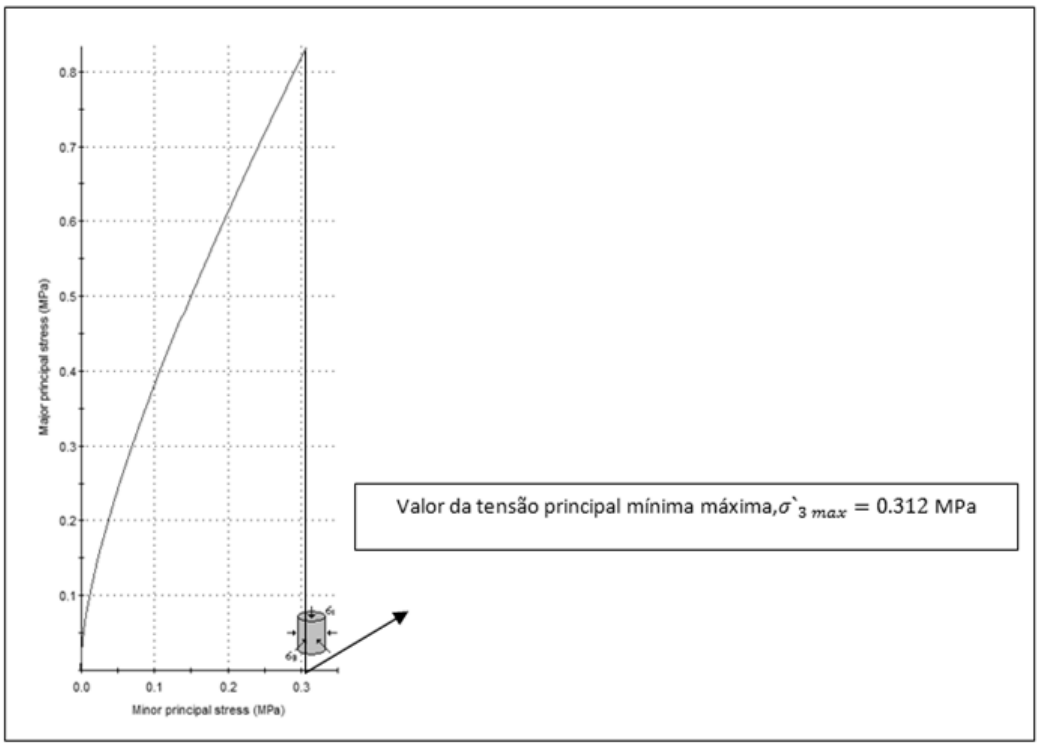


Figura 4. 34 - Valor da tensão principal mínima máxima calculada pelo programa

Através do valor mencionado no gráfico, é possível calcular o ângulo de atrito e a respectiva coesão:

$$\sigma`_{3n} = \frac{0.312}{35}$$

$$\sigma`_{3n} = 0.0089$$

$$\emptyset` = \sin^{-1}\left(\frac{6 \times 0.561 \times 0.063 \times (0.000003 + 0.063 \times 0.0089)^{0.561-1}}{2 \times (1 + 0.561) \times (2 + 0.561) + 6 \times 0.561 \times 0.063 \times (0.000003 + 0.063 \times 0.0089)^{0.561-1}}\right)$$

$$\emptyset` \approx 25°$$

$$c` = \frac{35\times\left((1+2\times0.561)\times0.000003+(1-0.561)\times0.063\times0.0089\right)\times(0.000003+0.063\times0.0089)^{0.561-1}}{(1+0.561)\times(2+0.561)\times\sqrt{1+(6\times0.561\times0.063\times(0.000003+0.063\times0.0089)^{0.561-1})/\left((1+0.561)\times(2+0.561)\right)}}$$

$$c` = 0.038\ MPa$$

Por fim, apresento o cálculo relativo ao módulo de deformabilidade, recorrendo à seguinte expressão:

$$E_m = 550 \times \left(0.02 + \frac{1 - \frac{0.8}{2}}{1 + e^{\frac{60+15\times0.8-15}{11}}} \right)$$

$$E_m = 12.84\ MPa$$

Efectuados os todos cálculos, é possível compará-los com os resultados obtidos no programa RockLab.

Pelo critério de Hoek – Brown os valores obtidos no programa foram:

$$m_b = 0{,}063$$

$$s = 2{,}55e^{-6}$$

$$a = 0{,}561$$

Pelo critério de Mohr - Coulomb os valores obtidos no programa foram:

$$c` = 0{,}038\ MPa$$

$$\emptyset` = 24{,}62°$$

Seguidamente, apresento o gráfico das relações entre as tensões principais máximas e mínimas pelo critério de Hoek – Brown e Mohr – Coulomb:

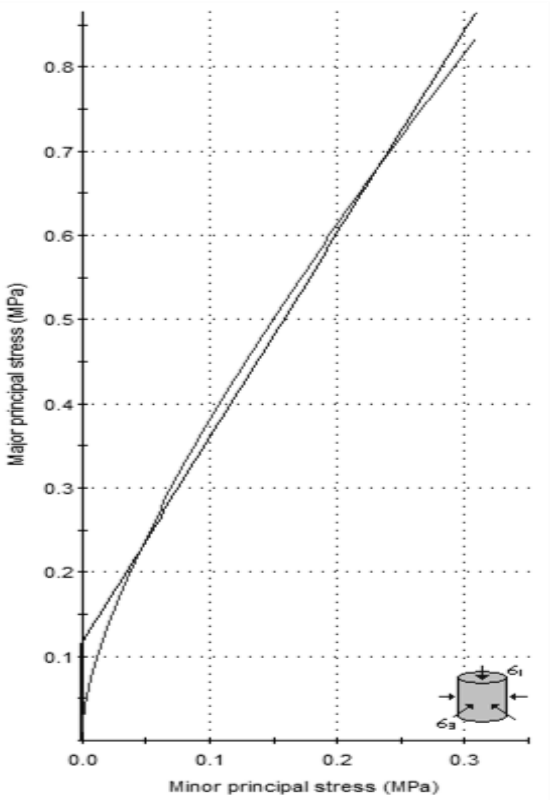


Figura 4. 35 - Gráfico das relações entre as tensões principais máximas e mínimas pelo critério de Hoek – Brown e Mohr – Coulomb

O módulo de deformabilidade para esta análise foi:

E_m =12,84 MPa

Análise 2

A análise 2 refere-se ao zonamento geológico 3 e está localizada próximo do emboquilhamento nascente do túnel. Os cálculos foram realizados para uma altura de 100 m, desde a abóbada até à superfície.

O projectista definiu para esta zona um GSI de 35 e um EI de 1500 MPa.

Sendo admitido um $m_i = 10$ devido ao maciço em questão e um D = 0.8 devido ao uso dos explosivos para a sua escavação ou à libertação de tensões, ver tabela da página 92 e 93, respectivamente, deste capítulo, é possível definir os parâmetros da análise, em questão, através do programa.

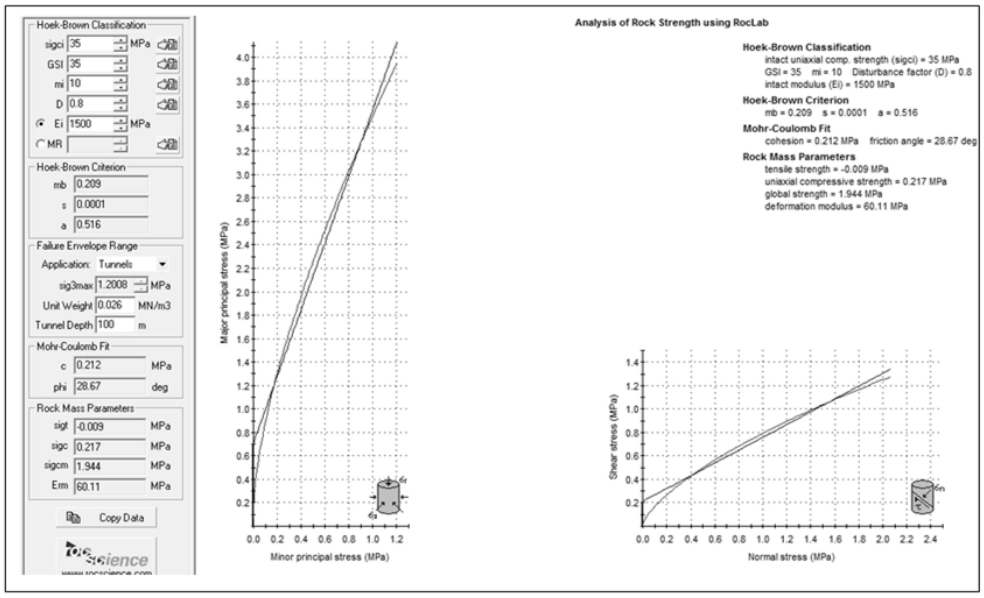


Figura 4. 36 - Resultados da Análise 2

Através da imagem anterior, retirada do programa RocLab, é possível verificar que para a classificação Hoek – Brown inserida, obtive os seguintes valores para os critérios de Hoek – Brown:

$$s = 0.0001$$

$$a = 0.516$$

$$m_b = 0.209$$

A tensão principal mínima máxima, $\sigma`_{3\,max}$, para a altura de 100 m, nesta análise foi de aproximadamente 1.2 MPa.

O ajuste de Mohr – Coulomb para a obtenção do ângulo de atrito e da coesão proporcionou os seguintes valores, respectivamente:

$$\emptyset` = 28.67°$$

$$c` = 0.212\ MPa$$

O módulo de deformabilidade para esta análise foi de 60.11 MPa.

Análise 3

A análise 3 diz respeito ao zonamento geológico 2 e está localizada no ponto mais alto que o túnel irá atravessar. Os cálculos foram feitos para uma altura de 520 m, a partir da abobada até à superfície.

O projectista definiu para esta zona um GSI de 50 e um EI de 15000 MPa.

Sendo admitido um $m_i = 10$ devido ao maciço em questão e um D = 0.8 devido ao uso dos explosivos para a sua escavação ou à libertação de tensões, ver figura da página 92 e 93, respectivamente, do presente capítulo, pode-se definir os parâmetros da análise, em questão, através do programa.

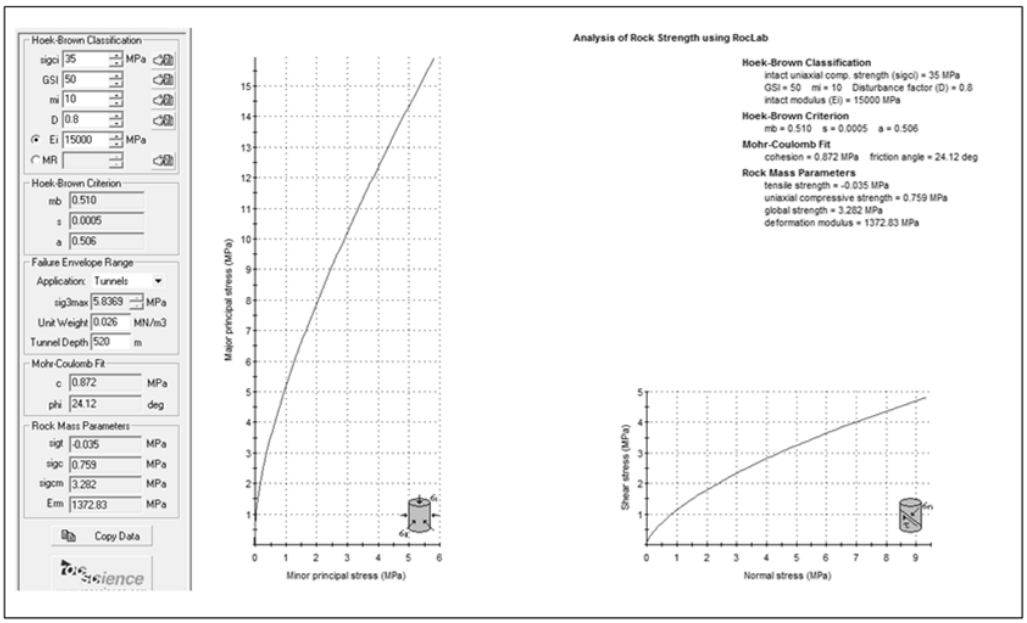


Figura 4. 37 - Resultados da Análise 3

A partir da imagem anterior, é possível verificar que para a classificação Hoek – Brown inserida, obteve-se os seguintes valores para os critérios de Hoek – Brown:

$$s = 0.0005$$

$$a = 0.506$$

$$m_b = 0.510$$

A tensão principal mínima máxima, $\sigma`_{3\,max}$, para a altura de 520 m nesta análise foi de aproximadamente 5.8 MPa.

O ajuste de Mohr – Coulomb para a obtenção do ângulo de atrito e da coesão deu os seguintes valores, respectivamente:

$$\emptyset` = 24.12°$$

$$c` = 0.872\ MPa$$

O módulo de deformabilidade para esta análise foi de 1372.83 MPa.

Análise 4

A análise 4 diz respeito ao zonamento geológico 1, o zonamento de melhor qualidade, localizado no ponto mais alto que o túnel irá atravessar. Os cálculos foram feitos para uma altura de 520 m, desde a abóbada até à superfície.

O projectista definiu para esta zona um GSI de 65 e um EI de 22000 MPa.

Sendo admitido um $m_i = 10$ devido ao maciço em questão e um D = 0.8 devido ao uso dos explosivos para a sua escavação ou à libertação de tensões, ver figura da página 92 e 93, respectivamente, deste capítulo, é possível definir os parâmetros da análise em questão, através do programa.

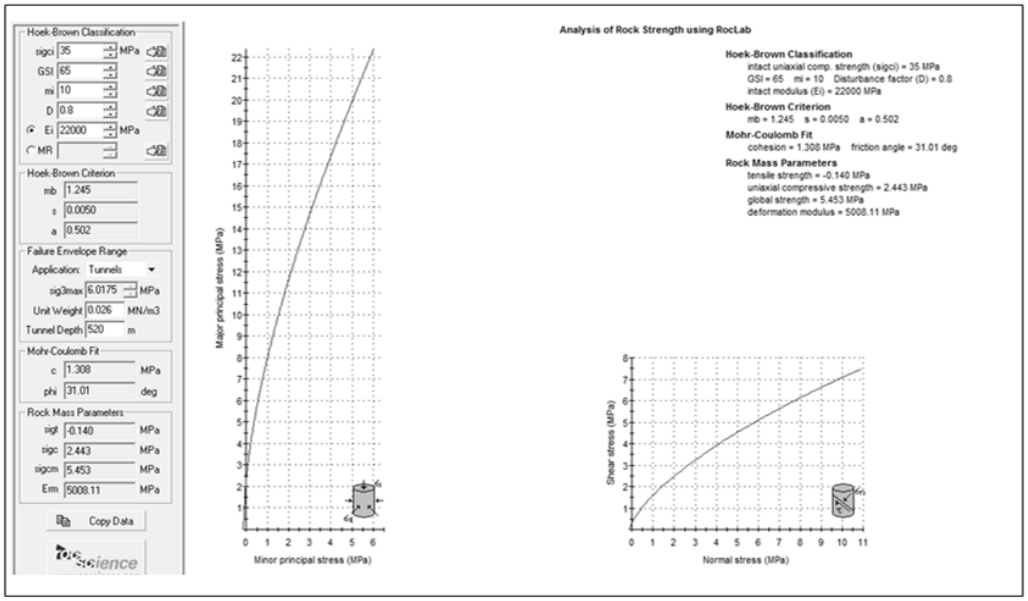


Figura 4. 38 - Resultados da Análise 4

Através da imagem anterior é possível verificar que para a classificação Hoek – Brown inserida, obteve-se os seguintes valores para os critérios de Hoek – Brown:

$$s = 0.005$$

$$a = 0.502$$

$$m_b = 1.245$$

A tensão principal mínima máxima, $\sigma`_{3\,max}$, para a altura de 520 m, nesta análise, foi de aproximadamente 6 MPa.

O ajuste de Mohr – Coulomb para a obtenção do ângulo de atrito e da coesão presenteou os seguintes valores, respectivamente:

$\emptyset` = 31.01°$

$c` = 1.308\ MPa$

O módulo de deformabilidade para esta análise foi de 5008.11 MPa.

Análise	GSI	m_i	D	c' (MPa)	Φ' (°)	E (MPa)
1	15	12	0.8	0.038	24.62°	12.84
2	35	10	0.8	0.212	28.67°	60.11
3	50	10	0.8	0.872	24.12°	1372.83
4	65	10	0.8	1.308	31.01°	5008.11

Tabela 4. 11 – Tabela resumo de todas as análises

4.4. Tempo de auto-sustentação e definição do suporte aplicar

O tempo de auto-sustentação é um factor fundamental no sucesso da aplicação do método NATM, pois exige que o maciço seja auto-portante, durante o tempo necessário, para a aplicação do suporte de primeira fase. Até o revestimento

ser implementado, apenas o maciço é responsável pela estabilidade do passo de avanço.

É evidente que, quanto melhor forem as características do maciço, relativamente à resistência à deformabilidade, menor será a necessidade de aplicação do suporte, chegando-se ao caso de não ser necessário nenhum tipo de suporte no caso de maciços de qualidade excepcional.

Também é intuitivo que quanto pior forem as propriedades geomecânicas do maciço, maior será a necessidade de utilização do suporte para manter a estabilidade do mesmo. É essencial que o suporte seja executado com a maior rapidez possível, com o intuito de evitar que o maciço entre em colapso, possibilitando assim a auto-sustentação das escavações.

Desta forma, conclui-se que o maciço deverá possuir propriedades geomecânicas adequadas, motivando assim a sua auto-sustentação na geometria e no tempo necessário à instalação do suporte. O revestimento deverá ser instalado no tempo necessário para que possa adquirir a rigidez necessária no campo de deformações do maciço, bem como estar convenientemente dimensionado para absorver os esforços solicitantes da interacção maciço-estrutura.

É também de evidenciar que durante o processo executivo deve-se preservar, o máximo possível, as características geomecânicas do maciço para que este possa trabalhar como parte do sistema de suporte, absorvendo e redistribuindo parte do equilíbrio de tensões e deformações, dentro dos seus limites de segurança e trabalhabilidade.

Para o túnel do Marão foram definidos dois tipos de suporte: o suporte de primeira fase e o suporte de segunda fase.

O suporte de primeira fase, o mais flexível, deve ser o responsável pela estabilidade do túnel, durante o processo de interacção maciço-estrutura, onde ocorrem as redistribuições de tensões no maciço, mobilizando sua capacidade auto-portante, assim como, os carregamentos sobre o suporte e a variação no campo das deformações de ambos, até atingirem o novo ponto de equilíbrio.

Estes suportes serão variáveis de acordo com a classificação geológica do maciço, uma vez que podem diminuir quanto melhores forem as características do maciço. Contudo, todos os revestimentos devem possuir coeficientes de segurança adequados à condição de obra provisória.

Esta fase caracteriza-se, também, por mobilizar o maciço rapidamente, ou seja, as solicitações sobre o mesmo são de carácter rápido, não dando tempo de dissiparem as pressões neutras induzidas por desequilíbrios provocados pelas escavações.

A função da cambota é de absorver os primeiros carregamentos do maciço e eventuais instabilidades, junto ao contorno da escavação, devendo ser instaladas o mais rapidamente possível e encostado contra o maciço.

Figura 4. 39 – Exemplo da colocação de uma cambota

O betão projectado, com adição de fibras metálicas, possui uma função de carácter mais elaborado, pois é o responsável pela absorção da maior parcela de carga e quando se adere ao maciço, garante a interacção maciço-estrutura.

O suporte de segunda fase é o revestimento final, ao qual se destina dar condições específicas de rugosidade ou outra propriedade necessária ao empreendimento e também resistir aos agentes agressivos, sendo dimensionado para a vida útil da obra.

O revestimento de segunda fase deve possuir coeficientes de segurança adequados a esta condição de longo prazo, bem como resistir às pressões hidrostáticas idealizadas em projecto.

Para o Túnel do Marão será utilizado betão moldado para este revestimento.

4.4.1. Passo de avanço e tempo de auto-sustentação

Bieniawski estabeleceu recomendações quanto ao tempo de auto-sustentação e o possível passo de avanço, para túneis de secção circular, consoante a classificação RMR definida.

Sendo assim, com as classificações obtidas em cada frente, de cada túnel, e através das recomendações de Bieniawski, obtive o tempo de auto-sustentação sem a utilização de qualquer tipo de suporte, bem como o possível passo de avanço. Para a determinação do tempo de auto-sustentação e o possível passo de avanço utilizei o ábaco indicado na figura seguinte.

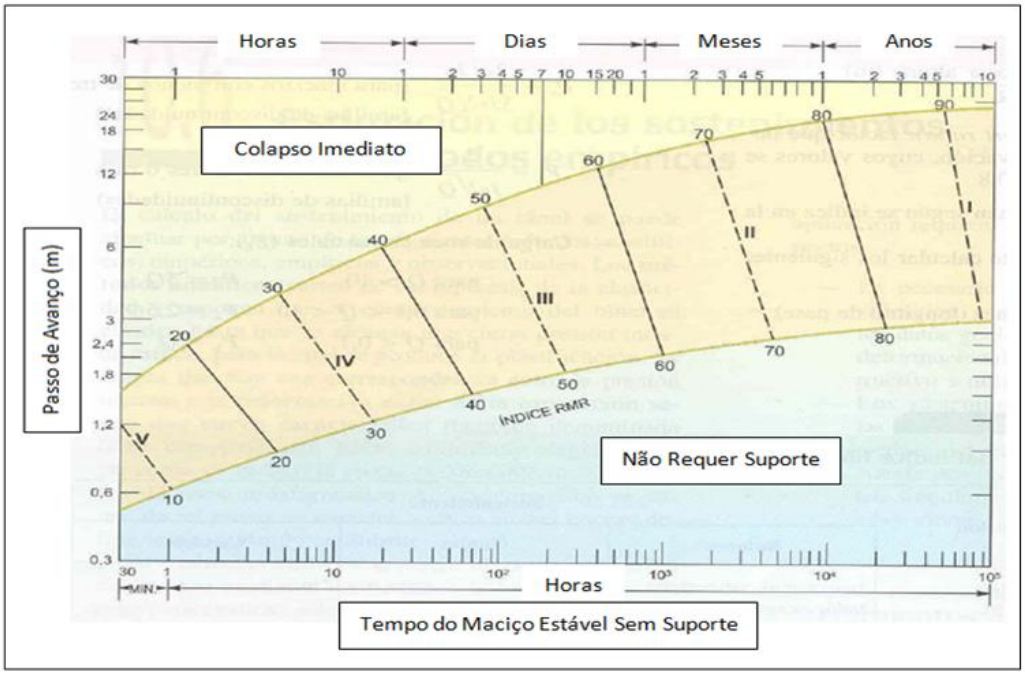


Figura 4. 40 - Ábaco para determinação do passo de avanço e tempo do maciço estável sem Suporte

Os intervalos de Pk`s, em análise, foram os utilizados anteriormente para a determinação do tipo de suporte.

Segundo o projectista, para as secções: Tipo B, C e D, definidas para o intervalo de Pk`s em análise, o passo de avanço definido foi respectivamente 1.4 m a 2 m, 1.8 m a 3 m e 2.6 m a 4 m. Estes passos de avanço foram definidos computacionalmente, através de cálculos infinitesimais que fornecem valores de referência para a execução da obra. Na realidade, o maciço pode possibilitar um passo de avanço maior ou menor. Para tal, é de extrema importância o papel do A.T.O., que tem a capacidade de avaliar a situação e tomar a melhor decisão, quanto à segurança e execução da obra.

A partir da análise do maciço, da classificação do mesmo e da experiência adquirida em obras anteriores, o A.T.O definiu os seguintes passos de avanço: para

a secção do Tipo B até 3.5m, para a secção do Tipo C até 4 m e para a secção Tipo D até 5 m.

Os passos de avanço definidos pelo projecto e pelo A.T.O parecem semelhantes. No entanto, após a execução de alguns ciclos, é notório que existe maior rendimento por parte do A.T.O.

Ao analisar o ábaco da figura 4.40, constatei que apresenta um intervalo elevado relativamente à definição do passo de avanço. Sendo assim, optei por definir os valores de RMR intermédios, para a sua determinação, como demonstra a figura 4.41, possibilitando assim um passo de avanço máximo de aproximadamente 5 metros, o que permite ciclos de duas pegas diárias.

Os resultados obtidos, através do ábaco, fornecem passos de avanço para a secção Tipo B até 4.2 m e para as secções Tipo C e D até 4.95 m, que correspondem a valores próximos dos definidos pelo A.T.O. Estes passos de avanço poderiam ser maiores ou menores, pois o maciço permitia, mas as varas de perfuração utilizadas no jumbo não permitem mais do que 5 m de avanço. No entanto, mesmo que permitissem não seria rentável para a obra, visto que os ciclos iriam diminuir devido ao tempo que levaria a completar o ciclo.

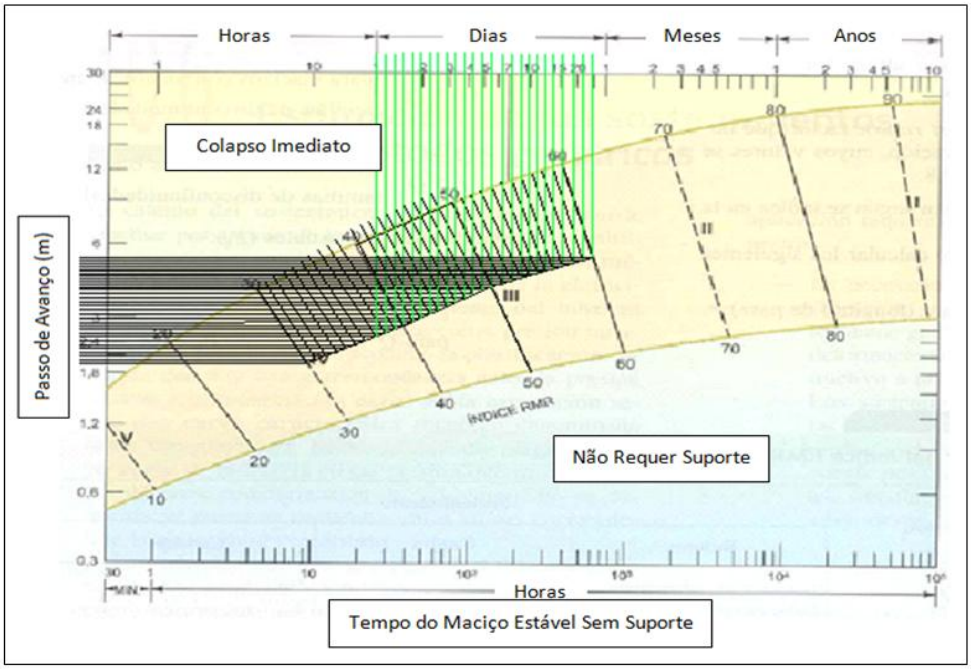


Figura 4. 41 - Método para determinação do passo de avanço e tempo de sustentação

O tempo de auto-sustentação do maciço para os passos de avanço em análise, tem uma variação entre 12 e 375 horas. Desta forma, verifiquei que há tempo necessário para concluir o ciclo. Também constatei que devido à melhoria do maciço existiu um maior passo de avanço e automaticamente um maior tempo de auto-sustentação.

4.4.2. Furos exploratórios

Na obra estão a ser executados furos exploratórios, nas frentes dos túneis, de aproximadamente 20 em 20 m, estes furos têm como utilidade dar uma perspectiva futura da qualidade do maciço, assim como prever a existência de água na frente de ataque. Este método baseia-se na observação da velocidade de penetração das varas e na cor da água de retorno da perfuração. Estes tipos de furos são efectuados com o recurso ao Jumbo munido de varas com brocas de 64 mm de diâmetro, sendo estes furos feitos preferencialmente no inicio do ciclo de escavação, antes da perfuração do plano de fogo, mantendo assim uma optimização do tempo dispendido.

É um método expedito e por vezes pouco representativo, pois tudo depende do local onde é efectuado o furo exploratório. Por vezes o local escolhido não é expressivo para toda a frente em questão.

Normalmente o local escolhido é onde se depara com uma maior alteração e/ou fracturação do maciço ou a existência de água num certo local. Este local é definido pelo A.T.O., presente em obra, que com o acompanhamento contínuo das frentes de ataque toma a decisão do melhor local.

Após a execução do furo exploratório o AT.O. poderá tomar a decisão de mudar o tipo de secção, a espessura de betão projectado, quantidade de pregagens, assim como o passo de avanço a ser utilizado em cada pega.

Seguidamente mostrar-se-á um exemplo de um furo exploratório efectuado, no lado Poente, para uma melhor percepção deste método usado em obra.

Exemplo:

Furo exploratório, com um comprimento total de aproximadamente 22,6 m, efectuado no túnel Norte, no dia 27 de Agosto de 2010, ao Pk 14 + 385 perfazendo

assim um total de escavação desde o emboquilhamento de 435 m. A secção adoptada para os últimos avanços era Secção do Tipo D.

Características do furo exploratório efectuado:

- ✓ Distância à superfície aproximada do local do furo: 190 m.
- ✓ Localização do furo na secção: à esquerda, próximo da abobada.
- ✓ Diâmetro da broca: 64 mm.

Resumo descritivo do furo:

- ✓ Até aos 5,5 m a velocidade de perfuração da vara foi de aproximadamente 1,7 m / minuto com água de retorno cinza e uma velocidade constante.
- ✓ Dos 5,5 a 9,2 m a vara teve uma penetração de 1,9 m / minuto apresentando água de retorno cinza em quase toda a perfuração. A velocidade manteve-se constante até aos 7,5 m, aumentando consideravelmente num comprimento de 0,80 m, a água de retorno observada neste instante era de cor clara. Posteriormente a velocidade voltou a ser constante, verificada entre os 5,5 e os 7,5 m, até ao final.
- ✓ Dos 9,2 m a 15,9 m observou-se uma velocidade constante de aproximadamente 1,6 m / minuto com água de retorno cinza.
- ✓ De 15,9 m a 22,6 m a velocidade observada foi de 1,2 m / minuto mantendo-se constante. A água de retorno apresentou uma cor cinza escura.

Após a execução do furo exploratório foi possível verificar que aos 7,5 m houve um abrandamento do maciço devido ao aumento da velocidade da vara. Este acontecimento, juntamente com alteração da cor da água de retorno possibilitou a percepção que nesta zona se iria atravessar uma falha ou um local onde o maciço estaria mais alterado, podendo assim o A.T.O. tomar uma decisão prévia, para quando chegar a esta distância, evitando surpresas desagradáveis.

Depois destas observações o A.T.O. decidiu continuar a avançar em Secção Tipo D nos dois avanços seguintes, num total de 7 m, no máximo. Ao 3º avanço, achou que seria necessária a colocação de cambotas (duas ou três unidades) para segurança da estrutura e dos trabalhadores. Passando por este troço com piora do maciço, os avanços restantes deverão retornar a uma Secção Tipo D.

Optando pelos avanços atrás referidos, Secção Tipo D, quando se chegou ao PK 14 + 392,5 a falha estava visível no hasteal esquerdo, o que já indicava que se iria encontrar a devida falha mais à frente. Sendo assim começou por se colocar cambotas a partir deste Pk. Colocaram-se um total de nove cambotas espaçadas 0.8 m, passando posteriormente pela falha e voltando novamente à Secção do Tipo D. Com este exemplo é susceptível verificar a importância deste tipo de furos para uma melhor compreensão do maciço à frente e salvaguardar uma construção harmoniosa e segura.

4.4.3. Suporte primário a aplicar através da classificação de Barton

Através da classificação de Barton, é possível determinar o tipo de suporte necessário, para a estabilidade do maciço em questão, na construção de túneis. Para tal, Grimstad e Barton apresentaram um ábaco, figura 4.42, que permite estimar o tipo de suporte em função do valor denominado por Dimensão Equivalente (D_e) da escavação. Este valor é obtido dividindo o vão ou a altura da escavação pelo índice ESR (*Escavation Support Ratio*), tabela 4.10, que estabelece um factor de segurança definido em função do tipo e finalidade da obra.

$$\boldsymbol{D_e = \frac{Vão\ ou\ Altura\ (m)}{ESR}} \qquad \textbf{Equação 4. 31}$$

Tipo de Escavação Subterrânea	ESR
Escavações Provisórias.	3-5
Escavações definitivas, túneis de aproveitamentos hidroeléctricos (excepto galerias em carga), túneis piloto, galerias de avanço laterais e de topo em grandes escavações, chaminés de equilíbrio.	1.6
Cavernas de armazenamento, estações de tratamento de águas, túneis rodoviários e ferroviários secundários, túneis de acesso.	1.3
Centrais eléctricas, túneis rodoviários e ferroviários principais, abrigos de defesa, emboquilhamentos e intersecções.	1
Centrais nucleares, estacões ferroviárias, espaços públicos e de desporto, fabricas, condutas de gás.	0.8

Tabela 4. 12 - Índice de Segurança, ESR

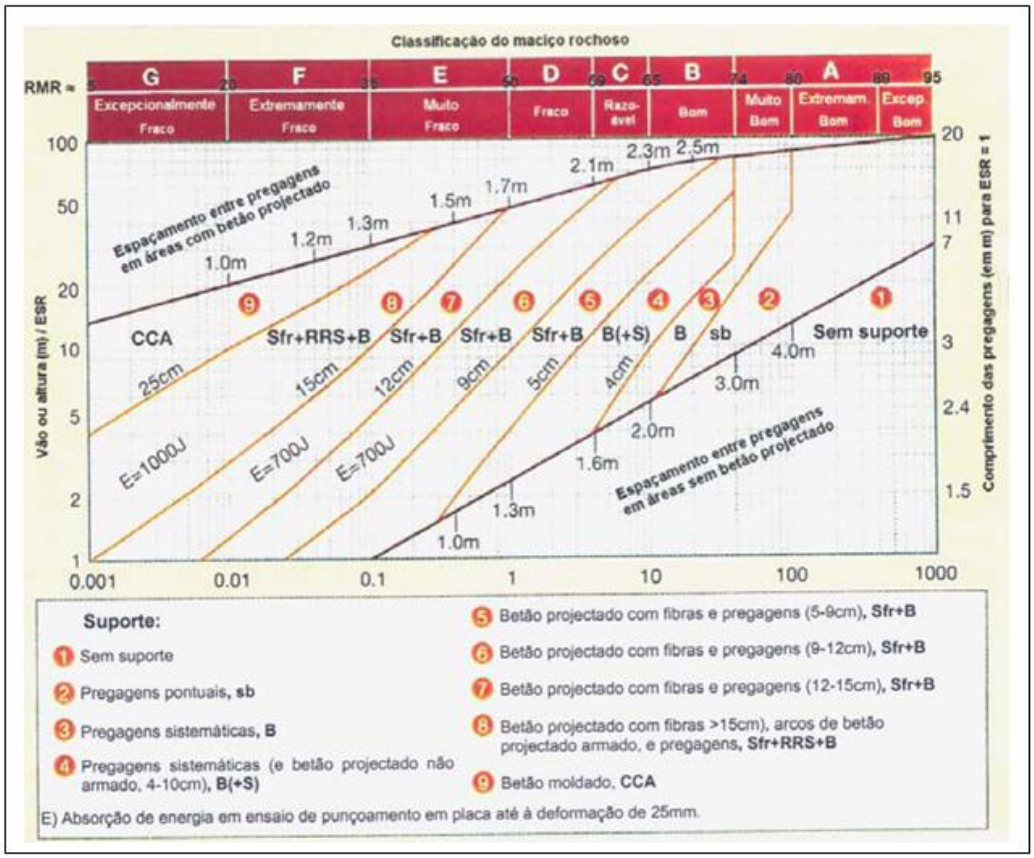


Figura 4. 42 - Ábaco para determinação do tipo de suporte em função da Dimensão Equivalente

Através da classificação atribuída da frente, em cada avanço, obtive o suporte necessário para a estabilidade do maciço, a partir do ábaco anterior, comparando-o posteriormente com o suporte definido em projecto, isto entre o PK 13+965 até ao PK 14+250 para o túnel norte e entre o PK 13+949 até ao PK 14+145 para o túnel sul. Para tal, defini o índice de segurança, através da tabela 4.10, para a definição da Dimensão Equivalente (D_e), sendo que o índice de segurança foi definido pelo valor 1, pois trata-se de um túnel rodoviário principal. Os túneis apresentam um vão de aproximadamente 12 m, logo a D_e toma o valor de 12 como se pode verificar pela expressão a seguir apresentada.

$$D_e = \frac{12}{1}$$

$$D_e = 12$$

Reunindo todos estes dados, foi possível obter as pregagens e o espaçamento entre elas, a espessura de betão projectado, assim como os

comprimentos das mesmas para a definição de um suporte primário. Através desta elaboração, obtive dois gráficos, um para o Túnel Sul e outro para o Túnel Norte, com a comparação do suporte primário definido através do ábaco anterior e do projecto.

A classificação de Barton, definida para o Túnel Sul, para o intervalo de PK`s em análise, aproximadamente 167.5 m de túnel escavado, teve uma variação entre 0.67 e 1.89. Assim, através da análise do ábaco, pode-se verificar que o tipo de suporte, que varia entre o 5 e o 6, corresponde a betão projectado com fibras de espessura variável entre 8 cm e 12 cm com pregagens de 4 m de comprimento e espaçamento variável entre elas de 1.6 m a 1.9 m.

O definido em projecto para esta classificação varia entre as seguintes secções: Tipo B e Tipo C. Estas adoptam betão projectado com fibras de espessura, variável entre 10 cm e 15 cm, com pregagens de 5 m de comprimento e um espaçamento variável entre elas de 1.4 m e 2 m.

Sendo assim, é possível visualizar as diferenças existentes na definição do suporte pelo projectista e pelo critério de Grimstad e Barton, através do gráfico seguinte, referente ao Túnel Sul.

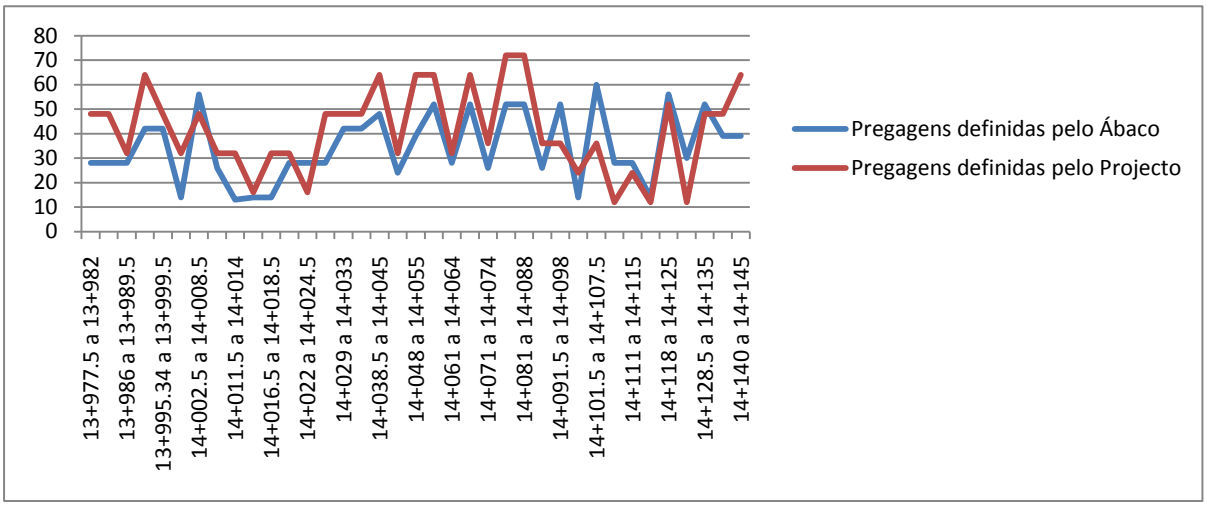


Gráfico 4. 1 - Gráfico comparativo entre as pregagens definidas pelo projectista e as pregagens definidas pelo ábaco referentes ao túnel sul.

O intervalo de PK`s em análise, relativamente ao Túnel Norte, apresenta aproximadamente 285 m de túnel escavado. Neste intervalo, a classificação de Barton variou entre 0.88 e 3.

Após a análise do ábaco da figura 4.42, verifiquei que o tipo de suporte que varia entre o 5 e o 6, sendo o 6 o intervalo mais frequente, equivale a betão projectado com fibras de espessura variável entre 7 cm e 12 cm com pregagens de 4 m de comprimento e espaçamento variável entre elas de 1.7 m a 2 m.

O definido em projecto para esta classificação varia entre as seguintes secções: Tipo B, Tipo C e Tipo D. Estas adoptam betão projectado com fibras de espessura variável entre 10 cm e 15 cm, com pregagens de 5 m de comprimento e um espaçamento variável entre elas de 1.4 m e 2.5 m.

Como é possível verificar no gráfico seguinte, entre o Pk 14+128 e o Pk 14+138.5, o túnel atravessou uma zona de falha da qual não foi colocada pregagens, mas sim cambotas. Então, no estudo que efectuei não contabilizei este trecho. O mesmo aconteceu com o emboquilhamento.

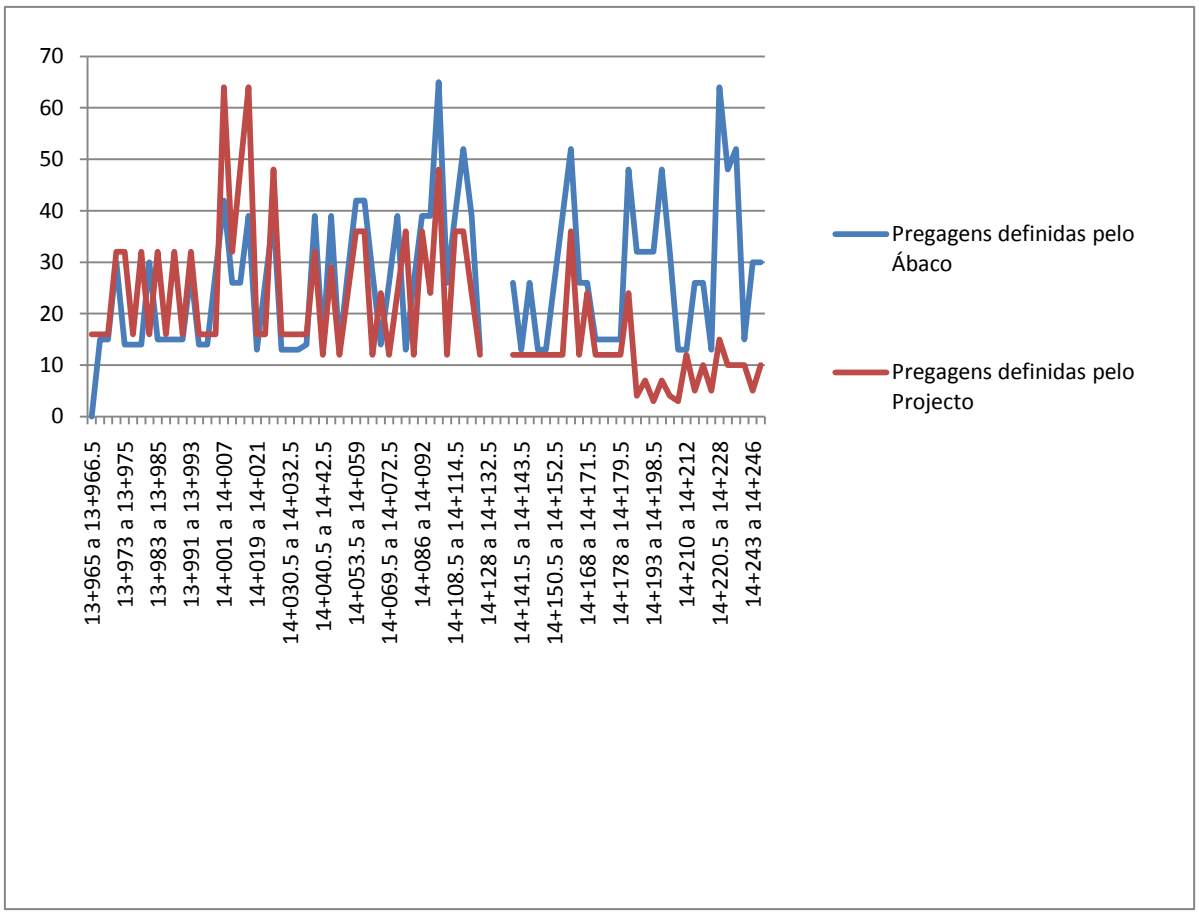


Gráfico 4. 2 - Gráfico comparativo entre as pregagens definidas pelo projectista e as pregagens definidas pelo ábaco referente ao túnel norte

A partir dos gráficos apresentados precedentemente, é possível comparar as pregagens previstas a utilizar, tendo em conta as indicações de Barton e as pregagens que são, efectivamente, aplicadas no túnel. Desta forma, verifica-se que não são coincidentes.

No caso do Túnel Sul, as pregagens utilizadas ultrapassam as previstas por Barton, enquanto no Túnel Norte sucede-se o oposto. Tendo em conta o grande acompanhamento técnico que o túnel é alvo, onde são aplicadas as pregagens necessárias para a estabilização do maciço, conclui-se que esta diferença poderá ter como causas principais: a utilização de uma metodologia diferente por parte do projectista e o facto das especificidades do maciço serem diferentes das estudadas por Barton.

Assim, é fundamental fornecer ao maciço os elementos necessários para a sua estabilização. Além disso, as indicações dadas pelas classificações geomecânicas só poderão servir como base. Desta forma, é imprescindível um acompanhamento técnico experiente que adeqúe as indicações base fornecidas, pelas classificações, às reais necessidades do maciço, para a sua estabilização e segurança de toda a obra.

Segundo RUIZ (2000), existem ainda outras recomendações feitas para o passo de avanço, assim como para o tipo de suporte a aplicar para túneis de 10 a 14 m de vão.

Este autor defende que para maciços de grande qualidade, RMR superior a 60, é possível efectuar um passo de avanço superior a 5 m. Para maciços de média e má qualidade, o passo de avanço corresponde a 4 m para RMR maior que 60 e a 1m para RMR entre 20 e 30. Para maciços de muito má qualidade, RMR inferior a 20, o passo de avanço deverá ser muito reduzido, sendo inferior a 1 m.

Na figura seguinte, apresento as recomendações propostas por RUIZ para o passo de avanço, assim como o método de escavação.

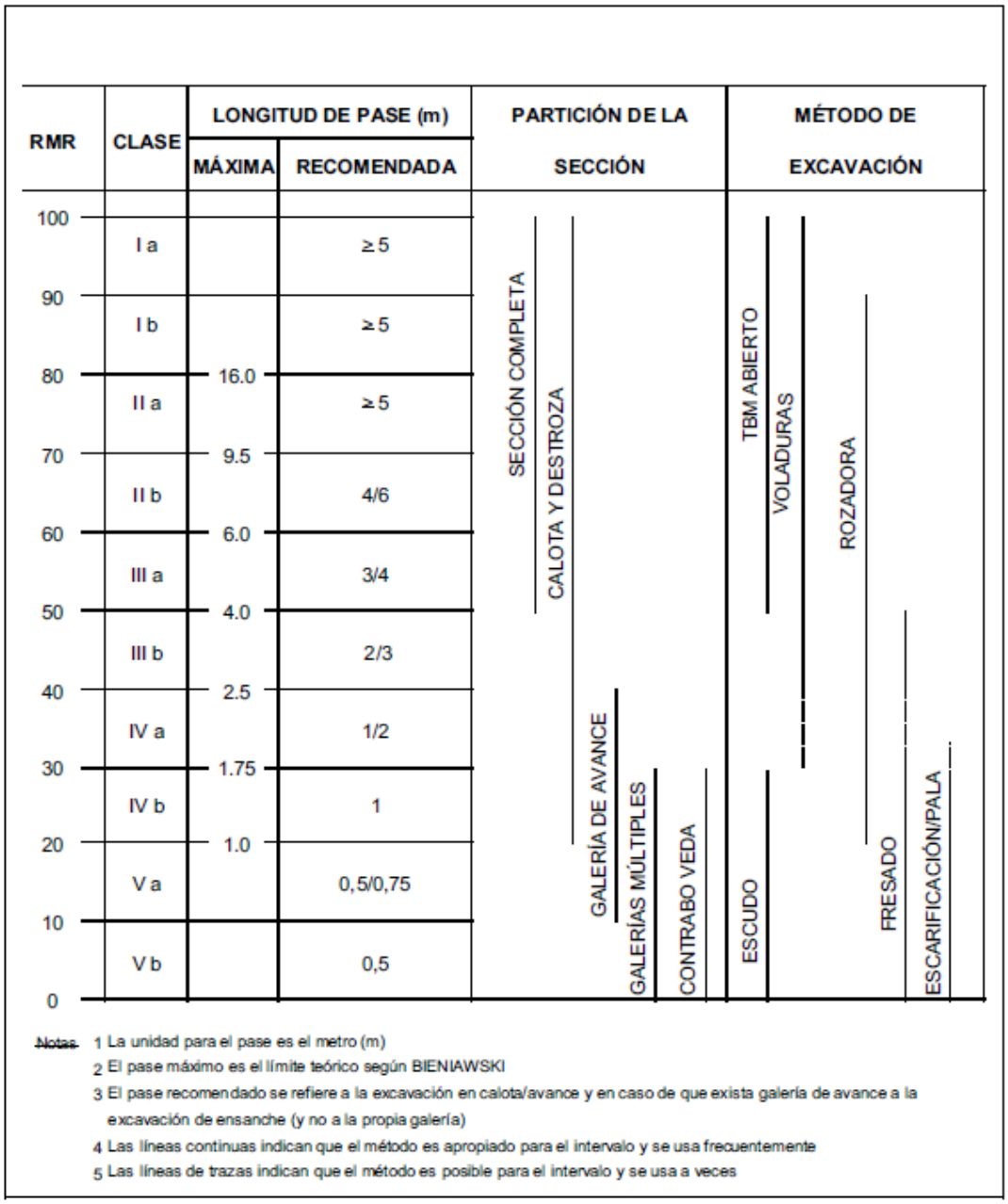


Figura 4. 43 - Recomendações propostas por RUIZ para o passo de avanço, assim como o método de escavação

A tabela seguinte refere-se ao passo de avanço e ao tipo de suporte a utilizar consoante o RMR obtido no maciço em questão.

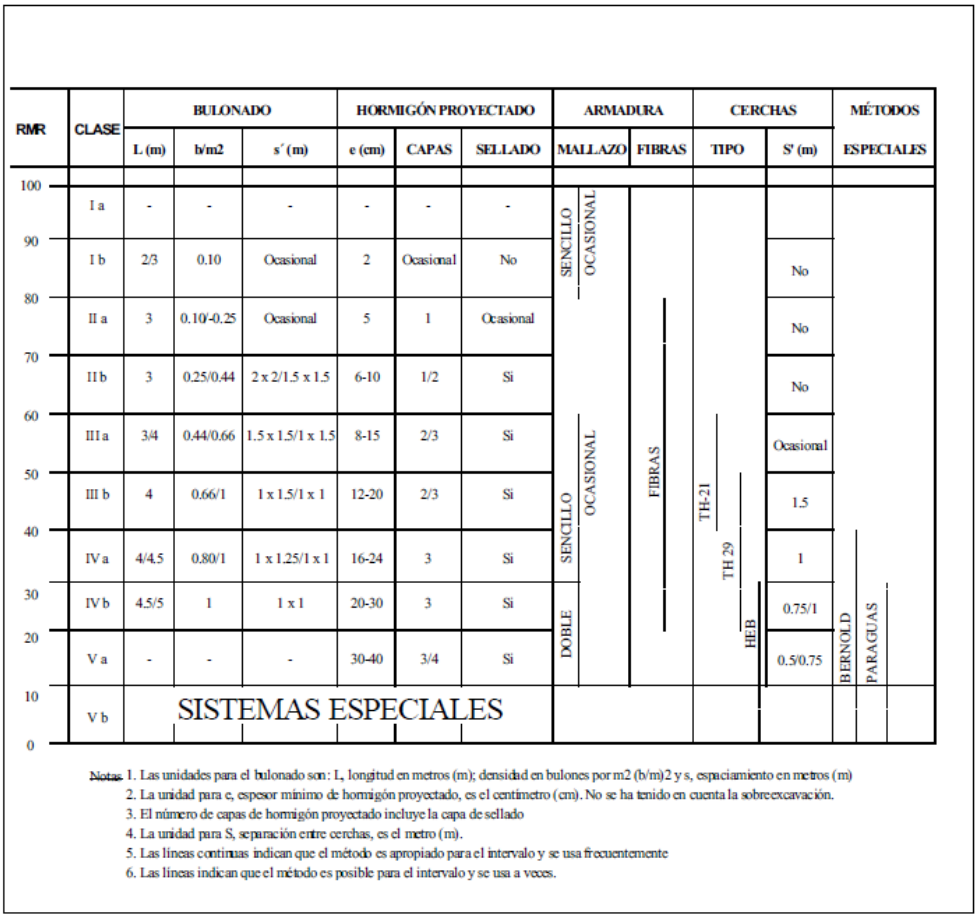

RMR
CLASE
BULONADO
L (m)
b/m2
s´(m)
HORMIGÓN PROYECTADO
e (cm)
CAPAS
SELLADO
ARMADURA
MALLAZO
FIBRAS
CERCHAS
TIPO
S' (m)
MÉTODOS ESPECIALES
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
I a - - - - - - SENCILLO OCASIONAL
I b 2/3 0.10 Ocasional 2 Ocasional No No
II a 3 0.10/-0.25 Ocasional 5 1 Ocasional No
II b 3 0.25/0.44 2 x 2/1.5 x 1.5 6-10 1/2 Si No
III a 3/4 0.44/0.66 1.5 x 1.5/1 x 1.5 8-15 2/3 Si Ocasional
III b 4 0.66/1 1 x 1.5/1 x 1 12-20 2/3 Si SENCILLO OCASIONAL FIBRAS TH-21 1.5
IV a 4/4.5 0.80/1 1 x 1.25/1 x 1 16-24 3 Si TH 29 1
IV b 4.5/5 1 1 x 1 20-30 3 Si DOBLE HEB 0.75/1
V a - - - 30-40 3/4 Si 0.5/0.75 BERNOLD PARAGUAS
V b SISTEMAS ESPECIALES
Notas 1. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); densidad en bulones por m2 (b/m)2 y s, espaciamiento en metros (m)
2. La unidad para e, espesor mínimo de hormigón proyectado, es el centímetro (cm). No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
3. El número de capas de hormigón proyectado incluye la capa de sellado
4. La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).
5. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente
6. Las líneas indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces.

Figura 4. 44 - Recomendações propostas por RUIZ para passo de avanço e ao tipo de suporte

5. Instrumentação Geotécnica e Estrutural

O objectivo principal da instrumentação geotécnica e estrutural é acompanhar o desempenho do processo de escavação do subsolo, a fim de evitar ou atenuar os problemas. Caso essa monitorização tenha uma função científica, para o avanço nos processos de concepção, isso será uma mais-valia, invés de uma razão principal para a sua implementação. Há algumas décadas, a monitorização não era uma tarefa particularmente fácil, porque as ferramentas eram escassas e pouco desenvolvidas. A monitorização era geralmente realizada manualmente e a refinação de dados era feita a partir de leituras simples e frequentes. Eram necessárias muitas horas de cálculo com calculadoras relativamente limitadas e era preciso diversas horas para traçar mapas e gráficos, manualmente.

O mundo no início do século XXI é muito diferente para aqueles que exercem a arte de determinar o que acontece na construção e no seu envolvente. A instrumentação avançada e refinada existe em grande abundância. Os componentes electrónicos em conjunto com os computadores têm feito a monitorização à distância para locais do outro lado do mundo. É comum, mesmo para projectos de tamanho médio, a execução de um conjunto de base de dados computadorizado que reduz o erro de leitura para os estudos dos dados recolhidos, permitindo elaborar, em poucos minutos, relatórios que combinam todos os instrumentos e parcelas de dados utilizados. Também pode informar os interessados, a qualquer hora do dia ou da noite, se os movimentos ou tensões chegaram a níveis pré-estabelecidos que exijam qualquer tipo de acção de mitigação. As possibilidades não passarão despercebidas pelos proprietários do projecto, uma vez que a instrumentação completa e a monitorização de programas estão a tornar-se a regra e não a excepção. Esta afirmação é especialmente verdadeira no mundo da construção de túneis, visto que até os erros nos mais pequenos passos podem resultar em danos que poderão levar a processos judiciais ou ao encerramento da própria obra.

Existe um grande número de instrumentos possíveis de serem instalados e monitorizados na concepção de túneis. Nos túneis localizados em terrenos montanhosos, como é o caso do Túnel do Marão, esta instrumentação pode ser reduzida, devido à grande profundidade que o túnel se encontra da superfície e à inexistência de edifícios circundantes que poderiam ser afectados pela sua construção. Neste caso, a monitorização é unicamente direccionada à obra em si,

reduzindo assim os custos envolventes na instrumentação do mesmo, pois a única preocupação é realizar uma construção segura e harmoniosa.

Sendo assim, toda a monitorização deve ser coordenada de modo a interligar no cronograma da construção do túnel, possibilitando estabelecer decisões que devem ser tomadas em resposta às conclusões da instrumentação.

Ao detectar movimentos mínimos no maciço, torna-se assim possível alterar os procedimentos de construção, evitando que estes movimentos sejam um problema real para toda a construção. O Engenheiro, ao receber os dados da instrumentação, deve, imediatamente, comparar esses dados com os valores de referência definidos em projecto e com os valores anteriormente obtidos, com o intuito de verificar se ocorreu alguma mudança significativa. Se ocorrerem estas mudanças, o Engenheiro poderá pedir uma nova leitura, visto que podem ocorrer erros de leitura. Se não se verificar erros nas leituras e se estas ultrapassarem os valores de referência, definidos pelo projecto, deverá tomar uma decisão o mais rapidamente possível, pois estaria perante uma situação preocupante, uma vez que não se estava a conseguir uma perfeita interligação estrutura-maciço. Para tal, poderia aumentar o suporte primário e diminuir o passo de avanço, entre outras soluções.

A Frequência de leituras é definida pelo projectista, podendo vir a ser alterada se tivermos perante condições críticas.

No Túnel do Marão utiliza-se dois tipos de instrumentação: interna e externa.

Neste capítulo, focarei o tipo de instrumentação a ser utilizado, a função de cada instrumento e a obtenção de resultados, onde farei uma apreciação dos valores obtidos desde a sua construção ate ao mês de Maio.

5.1. Instrumentação Externa

A instrumentação externa refere-se ao comportamento do maciço nos emboquilhamentos e na sua envolvente. No exterior do emboquilhamento, do Lado Poente, encontram-se instalados pontos para a leitura de deslocamentos das estruturas, segundo secções transversais aos eixos dos túneis.

A zona sobre o emboquilhamento apresenta dois perfis, perfil Pk 13+958.5 e Pk 13+978.5, onde se encontram instaladas marcas de superfície e extensómetros, para

controlo dos deslocamentos verticais, e inclinómetros, para controlo dos deslocamentos horizontais. Para além desses instrumentos, encontra-se ainda piezómetros e um medidor de nível de água para monitorização da cota da água na zona do emboquilhamento.

Para a monitorização, dos taludes contíguos ao emboquilhamento, temos um inclinómetro para o talude de maior dimensão e alvos topográficos que permitem o controlo em 3 direcções ortogonais: uma paralela ao talude de emboquilhamento, outra perpendicular e uma terceira para altimetria.

Os movimentos superficiais do terreno podem produzir deformações na estrutura do túnel, quando se alcançam grandezas importantes, especialmente quando são diferenciais, daí existir um grande controlo nos emboquilhamentos.

O projectista definiu a instrumentação necessária e o posicionamento dos diferentes tipos de instrumentos indispensáveis a utilizar na execução do túnel. Na figura seguinte é possível identificar a localização dos diferentes tipos de instrumentos utilizados.

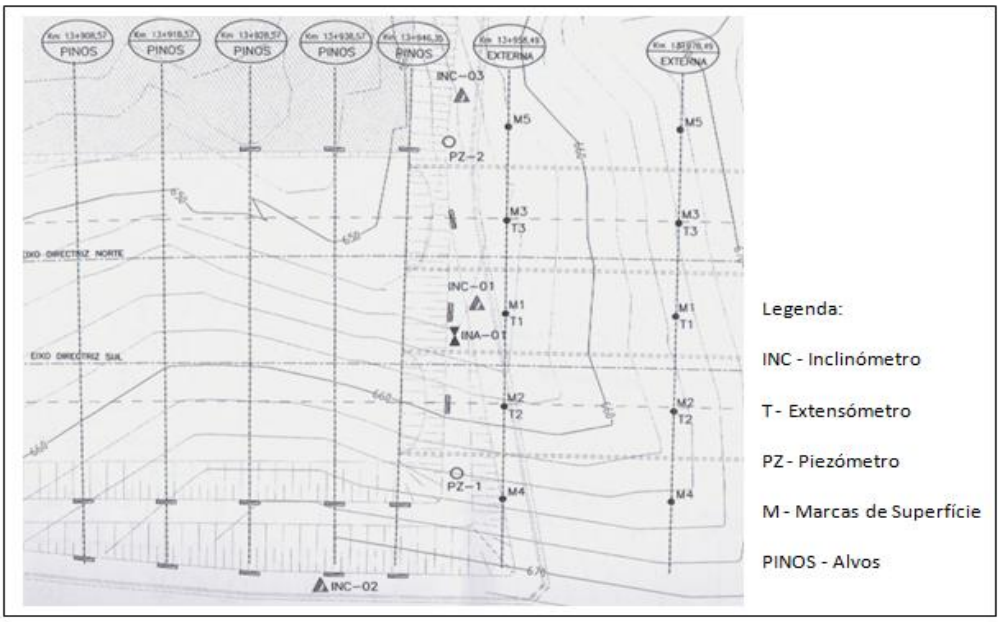


Figura 5. 1 - Planta do Emboquilhamento Poente e sua instrumentação externa

5.1.1. Inclinómetros

A leitura dos inclinómetros tem como objectivo avaliar os deslocamentos horizontais do terreno. Para tal, é instalado um tubo guia de PVC denominado de calha com chanfros, ao longo da qual é medida a inclinação em troços espaçados de 0.5 m em profundidade, recorrendo a um conjunto inclinométrico composto por uma caixa de leituras GK-603, um torpedo inclinométrico 6000-M e um cabo de 50 m.

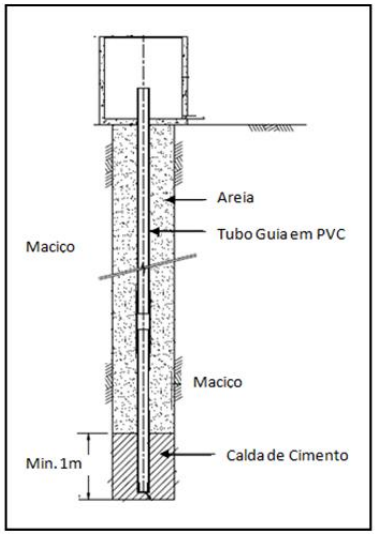


Figura 5. 2 - Esquema de Instalação de um Inclinómetro

O equipamento de leitura é constituído por um torpedo com sensores biaxiais, onde são medidas as inclinações em duas direcções ortogonais e por um cabo com marcas a cada 0,5 m que serve para posicionar o torpedo em intervalos regulares e sempre no mesmo local, transmitindo os dados entre o torpedo e a caixa de leituras.

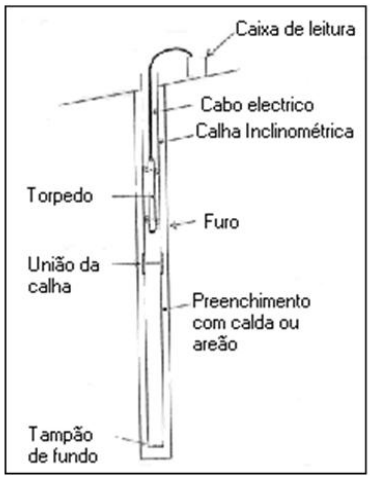


Figura 5. 3 - Esquema da Leitura do Inclinómetro

A leitura, propriamente dita, inicia-se com a ligação do torpedo a uma extremidade do cabo e da caixa de leitura à outra extremidade. O torpedo, que é munido de rodas, é introduzido na calha, com as rodas guiadas pelos chafros da mesma, e é descido até ao final da calha inclinométrica. A leitura faz-se de baixo para cima, em intervalos de 0.5 m, com o registo dos valores em cada posição.

Para minimizar os erros, é feita uma leitura numa direcção principal normalmente definida como A+ e B+ (torpedo com sensores biaxiais ortogonais) e logo de seguida uma leitura a 180° em posições normalmente designadas como A- e B-. É habitual a posição A+ estar orientada no sentido que se espera o movimento. No presente caso, a posição A+ estará orientada no sentido da base dos taludes de emboquilhamento.

Os dados gravados na caixa de leitura são passados para o computador, onde um programa específico calcula os deslocamentos a uma origem, tendo por base as inclinações medidas. Estas são obtidas através das medições do seno do ângulo de inclinação, até um valor máximo de 30°, mantendo uma precisão global na ordem dos 6 mm para uma profundidade de 30 m. A figura seguinte representa o princípio, utilizado pelo programa, para o cálculo dos deslocamentos a partir das inclinações.

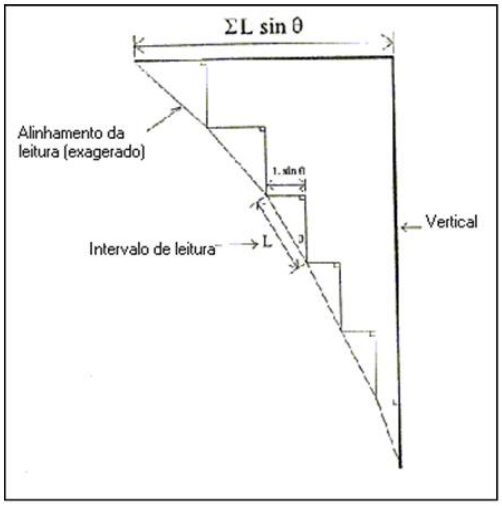


Figura 5. 4 - Representação da Leitura do Inclinómetro

No tratamento dos dados recolhidos no campo, a primeira leitura é considerada zeragem e servirá de referência para comparação com as leituras seguintes. Como tal, embora a calha tenha a sua posição no terreno, considera-se que a primeira leitura representa a verticalidade do inclinómetro, sendo as restantes leituras representadas em termos de deslocamento a essa origem.

Tendo em conta que a leitura é feita em termos de inclinações, que são convertidas em deslocamentos para representar os deslocamentos efectivos do terreno, os gráficos são apresentados em leituras acumuladas desde a base do inclinómetro até à superfície como é possível verificar posteriormente.

Na planta do emboquilhamento Poente é possível verificar que existem três inclinómetros para analisar. No talude perpendicular ao emboquilhamento encontra-se o inclinómetro INC – 02 e os outros dois inclinómetros situam-se sobre a zona do emboquilhamento. Começarei por analisar o comportamento do INC – 02.

Os gráficos seguintes correspondem às leituras efectuadas ao INC – 02, segundo as suas direcções A e B. Para uma interpretação mais eficaz dos deslocamentos, ocorridos no mês de Maio, apresento no seguinte gráfico duas leituras de referência.

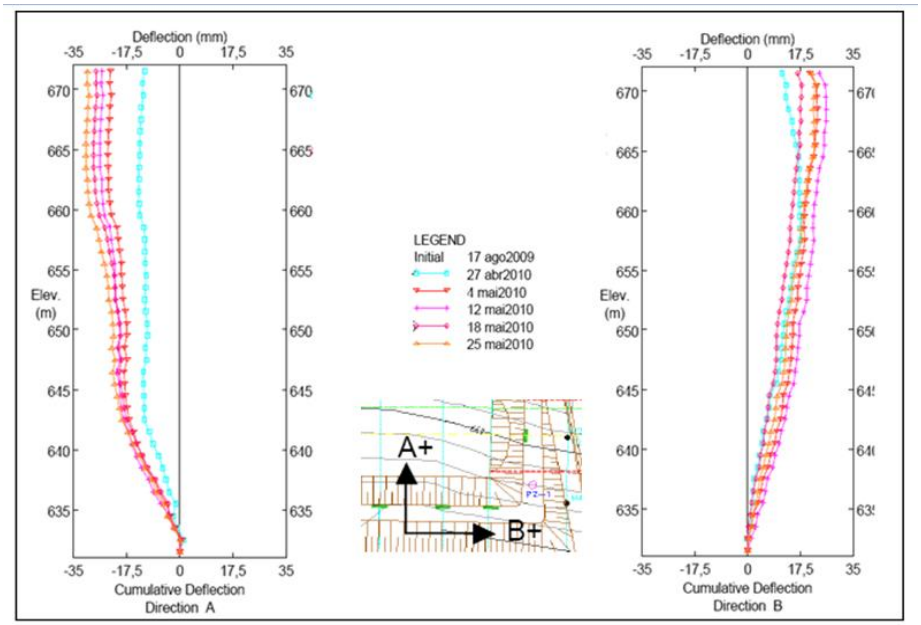


Figura 5. 5 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 02

O inclinómetro instalado neste talude, ao longo do mês de Maio, teve deslocamentos máximos na direcção A de -31.2 mm e segundo a direcção B 22.6 mm, revelando uma evolução no sentido do interior do talude. No entanto, estão dentro de um intervalo de valores já observados anteriormente. No presente mês, continuou a não apresentar qualquer superfície de ruptura do maciço, pelo que à data, apesar dos deslocamentos máximos serem significativos, tudo indica que se está perante os movimentos da calha dentro do furo para a sua instalação e não de deslocamentos efectivos do maciço.

Segundo o Projecto, o valor de deslocamento máximo acumulado não deve exceder os 20 mm. No caso do inclinómetro 2 esse valor foi excedido, porém como se trata de um movimento para o interior do maciço, considera-se o mesmo anómalo devido à explicação acima referida. Desta forma, a situação é pouco alarmante.

Os inclinómetros INC – 1 e INC – 3 encontram-se sobre o emboquilhamento. A frequência de leituras dos inclinómetros, durante o mês de Maio, foi diária até ao dia 26, passando a ser semanal após este dia. Isto porque, os trabalhos de rebaixo dos túneis, na zona do emboquilhamento, foram interrompidos e os deslocamentos observados foram pouco significativos.

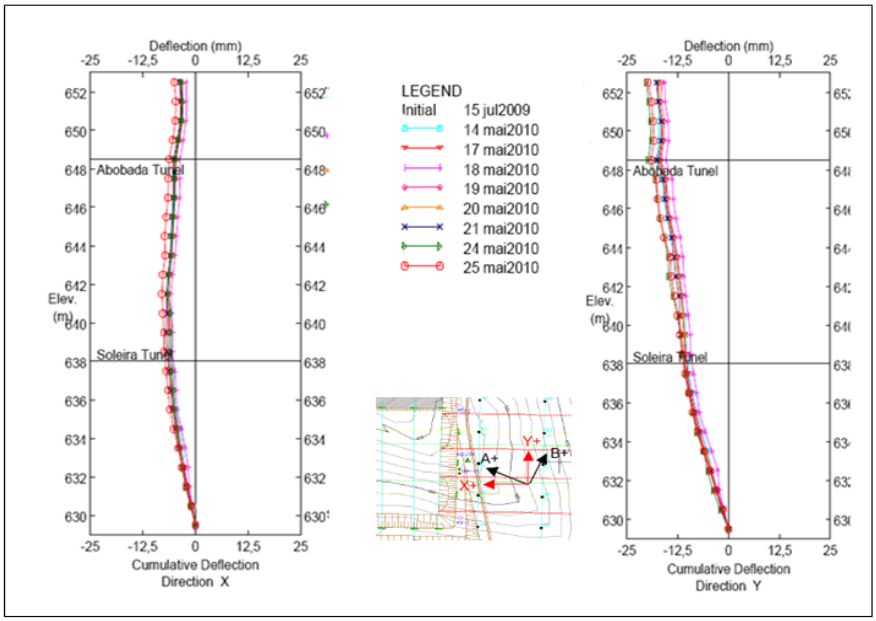


Figura 5. 6 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 01

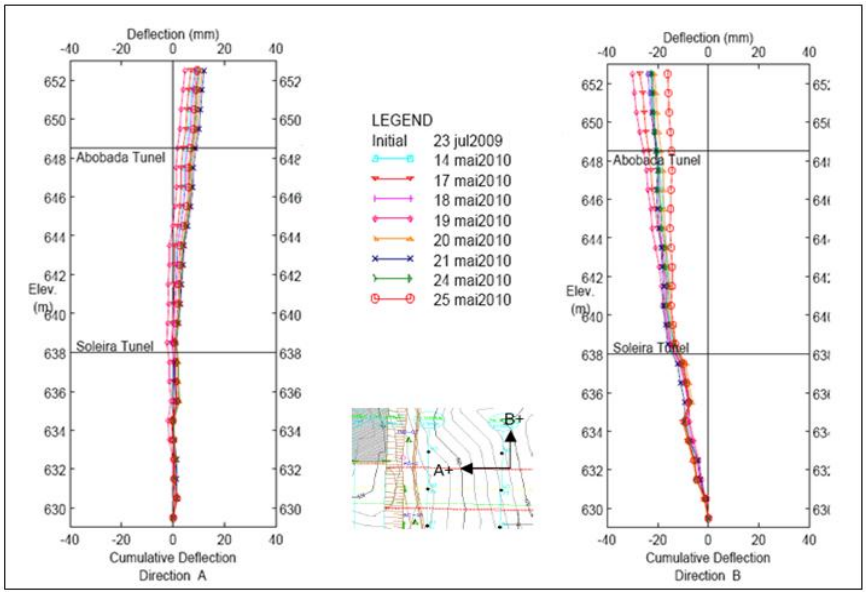


Figura 5. 7 - Representação gráfica dos dados obtidos no INC - 03

Os inclinómetros, no mês de Maio, não revelaram uma evolução significativa dos deslocamentos já detectados anteriormente, ocorrendo apenas ligeiras variações entre leituras. Continuaram a não apresentar qualquer superfície de ruptura do maciço, pelo que à data, apesar dos deslocamentos máximos que exibem, se considera a situação pouco preocupante.

O inclinómetro 3 não revelou evolução nos deslocamentos observados. Anteriormente, foi detectada uma componente de movimento, no sentido do túnel norte, com movimentos a ocorrerem desde a base do inclinómetro. Contudo, desde o início de Outubro não houve uma evolução significativa desses deslocamentos, pelo que se admite que tenha estabilizado.

5.1.2. Extensómetro

É um instrumento que tem como função medir os assentamentos, ou seja, os deslocamentos verticais do maciço rochoso, gerados pela abertura do túnel. Este instrumento consiste num varão selado em profundidade, directamente no maciço, que está selado a 2 m da abóbada do túnel.

Na superfície do terreno, o extensómetro tem uma cabeça solidária com o terreno e separada do varão, o que permite verificar os deslocamentos do varão que está selado em profundidade em relação à cabeça. Para tal, é utilizado um deflectómetro.

Figura 5. 8 - Esquema de Instalação do Extensómetro e Deflectómetro

Como a cabeça está solidária com o terreno e este pode sofrer influência da abertura do túnel, é verificada a sua posição altimétrica, permitindo assim verificar se os deslocamentos, entre o varão e a cabeça, se devem a movimentos da selagem no interior do maciço ou a deslocamentos superficiais do terreno na zona da cabeça.

A primeira leitura realizada é considerada como referência e habitualmente é designada de zeragem, sendo as seguintes comparadas com essa de modo a determinar os deslocamentos.

Com as leituras em curso, no caso de haver deslocamentos não relacionados com o terreno, como por exemplo embates de equipamentos ou materiais, é necessário realizar uma nova zeragem, considerando-se nestes casos os deslocamentos já decorridos até ao momento.

Os dados recolhidos são tratados informaticamente, sendo feita a correcção dos deslocamentos, tendo em conta o nivelamento da cabeça do extensómetros. Os resultados são apresentados de forma gráfica com deslocamentos em função do tempo.

Os extensómetros, à semelhança dos inclinómetros, INC – 1 e INC – 3, estiveram em leitura diária até ao dia 26 de Maio, tendo passado a semanal devido à interrupção dos trabalhos de rebaixo túnel.

No perfil situado ao Pk 13+958.5, no final do mês, as leituras efectuadas apresentaram deslocamentos acumulados que se podem visualizar nos gráficos seguintes.

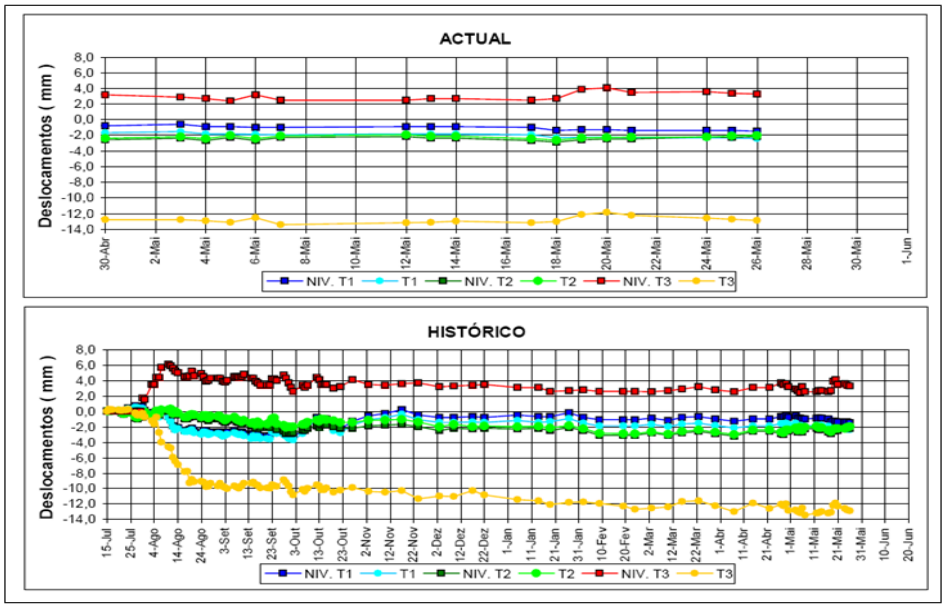


Figura 5. 9 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+958.5

No mês de Maio, os deslocamentos observados, nos extensómetros, foram pouco significativos, mantendo-se as leituras estabilizadas. Apenas o extensómetro T3 revelou oscilações mais pronunciadas em meados do mês, mas sem evolução ou qualquer tendência.

Apesar do extensómetro T3 mostrar um deslocamento máximo significativo, a sua evolução com maior amplitude ocorreu em Agosto de 2009, após a instalação. Assim, os deslocamentos posteriores obtiveram uma taxa de evolução a tender para a nulidade. É de evidenciar ainda que, as leituras efectuadas não se aproximaram dos deslocamentos máximos de referência definidos pelo projectista.

No perfil situado ao Pk 13+978.5, no final do mês, as leituras efectuadas apresentaram deslocamentos acumulados que se podem ver nos gráficos seguintes.

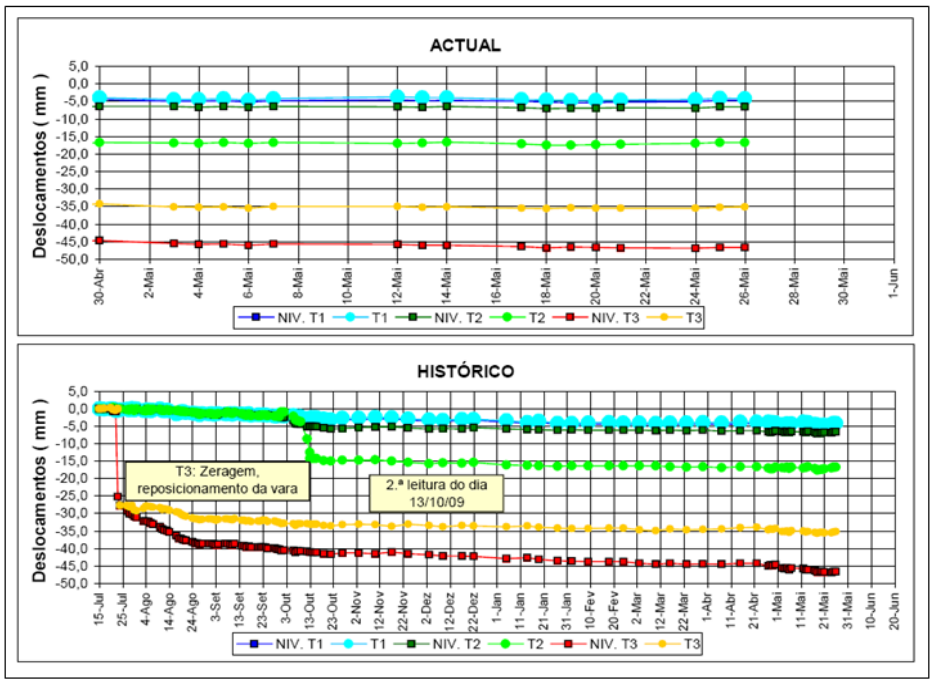


Figura 5. 10 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5

Como é possível verificar, no mês de Maio, os deslocamentos observados nos extensómetros foram pouco significativos, mantendo-se as leituras estabilizadas. Contudo, alguns extensómetros mostraram deslocamentos máximos significativos, a sua evolução ocorreu em determinado período e estabilizou.

O extensómetro T2, localizado sobre a abóbada do túnel sul, revelou um assentamento significativo e teve a sua evolução entre os dias 9 e 13 de Outubro de 2009, numa altura em que a frente de escavação se encontrava a 20 m do perfil. Esta será a possível causa para o assentamento ocorrido, devido à aproximação da frente

do túnel ao perfil em análise. Após esse período, as leituras estabilizaram e não houve mais evolução.

O deslocamento do extensómetro T3 ultrapassou o nível de referência (30 mm), porém a maior expressão do deslocamento está relacionada com o assentamento da cabeça verificada em Julho de 2009, o que levou à necessidade de reposicionamento das varas do extensómetro. Após este mês, os deslocamentos observados foram muito reduzidos.

Extensómetro	Deslocamentos Máximos de Referência (mm)
T1	10
T2	30
T3	30

Tabela 5. 1 - Valores máximos de referência para os extensómetros

5.1.3. Piezómetro/Indicadores do Nível de Água

Os piezómetros, bem como os indicadores do nível de água, embora tenham nomes e conceitos diferentes, na realidade são semelhantes quanto à forma de recolha e tratamento dos dados.

Os piezómetros e indicadores do nível de água são instrumentos que permitem avaliar a profundidade ou a cota a que se encontra a água subterrânea nas imediações da escavação. Assim, é possível verificar se existe a possibilidade da escavação funcionar, como um dreno, para a água existente no maciço rochoso.

Para a leitura, deste equipamento, é utilizada uma sonda que dá a indicação da profundidade a que se encontra a água em relação à superfície do terreno, através de um sinal sonoro.

Os dados recolhidos são tratados informaticamente e conhecendo-se a cota do terreno no local do piezómetro é possível determinar a cota a que se encontra a água.

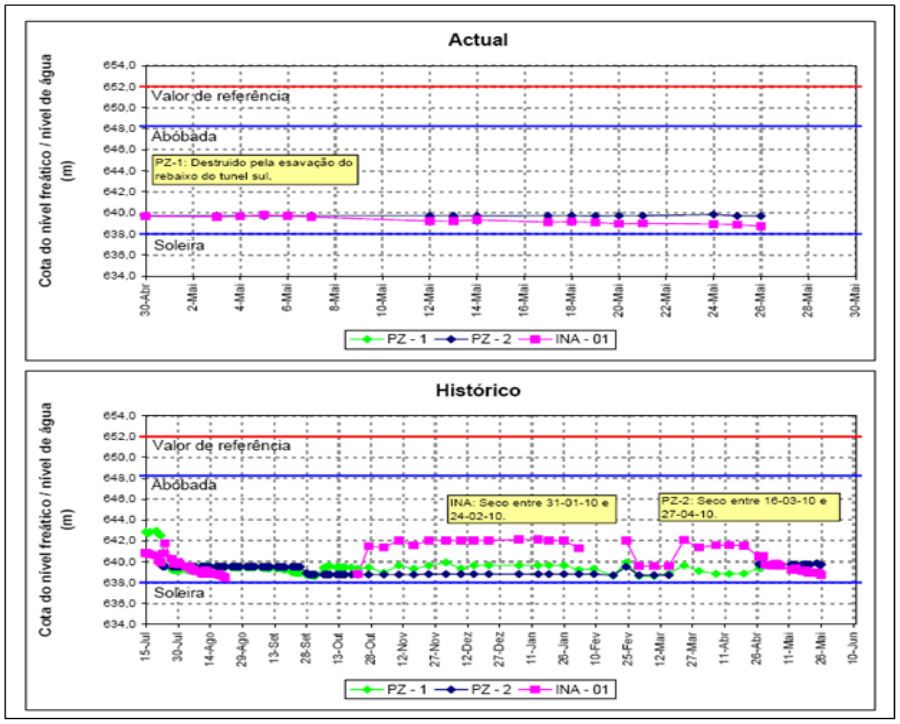


Figura 5. 11 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5

No mês de Maio, a frequência de leituras foi diária até ao dia 26, passando a ser semanal, tal como aconteceu ao extensómetro e inclinómetros, INC – 1 e INC – 3. Isto porque, ocorreu a interrupção dos trabalhos de escavação do rebaixo na zona do emboquilhamento.

O nível de alerta, para os piezómetros e para o medidor do nível de água, situa-se a 4 metros acima da cota da abóbada do túnel. A cota de alerta situa-se, aproximadamente, a 652 m como é possível verificar nos gráficos identificados anteriormente.

O piezómetro 1 foi destruído pela escavação do rebaixo do túnel Sul no dia 28 de Abril de 2010, daí não haver resultados durante o mês de Maio. Desta forma, as leituras neste piezómetro recomeçarão quando for instalado um novo piezómetro. O piezómetro 2 revela água à cota 639.71. Quanto ao medidor de nível de água instalado entre os dois túneis, mostra água à cota 638.71.

Como é possível verificar, os níveis de água mantiveram-se constantes e afastados dos níveis de referência, à excepção das leituras efectuadas, durante os meses mais chuvosos, que atingiram cotas mais altas, porém nunca se aproximaram

dos níveis de referência. Então, pode-se concluir que os níveis de água não trarão nenhum problema à construção do túnel.

5.1.4. Marcas de Superfície

As marcas de superfície, também designadas por marcas de nivelamento, são instaladas na superfície do terreno, com ligeiro encastramento, para garantir a solidariedade com este.

A medição é realizada com equipamento topográfico. Na presente obra, esta está a ser efectuada, recorrendo a um nível Leica NA2 com micrómetro de faces paralelas GPM3 e a uma mira.

A leitura realizada consiste no fundo no nivelamento (cota) de cada marca, em que a primeira leitura realizada servirá de referência (zeragem) para as leituras seguintes, verificando-se deste modo se há uma evolução de deslocamentos.

Com as leituras em curso, no caso de existir deslocamentos não relacionados com o terreno, como por exemplo embates de equipamentos ou materiais, é necessário realizar uma nova zeragem, considerando-se nestes casos os deslocamentos já decorridos até ao momento.

Os dados recolhidos são tratados informaticamente, dos quais são apresentados gráficos para uma melhor interpretação dos deslocamentos ocorridos. As leituras são efectuadas em dois perfis, tal como ocorreu com os extensómetros.

No mês de Maio, a frequência de leituras das marcas de superfície foi diária até ao dia 26, devido aos trabalhos de rebaixo dos túneis na zona do emboquilhamento, passando a ser semanal com o interregno desses trabalhos de rebaixo, como já aconteceu em instrumentos atrás referidos.

Encontram-se instaladas, no perfil Pk 13+958.5, cinco marcas de superfície, localizando-se uma no eixo entre os dois túneis, uma por cima de cada túnel e duas periféricas a cada um dos túneis.

Nos gráficos seguintes, apresentam-se os valores de deslocamento acumulado registados ao longo do mês de Maio, assim como o seu histórico.

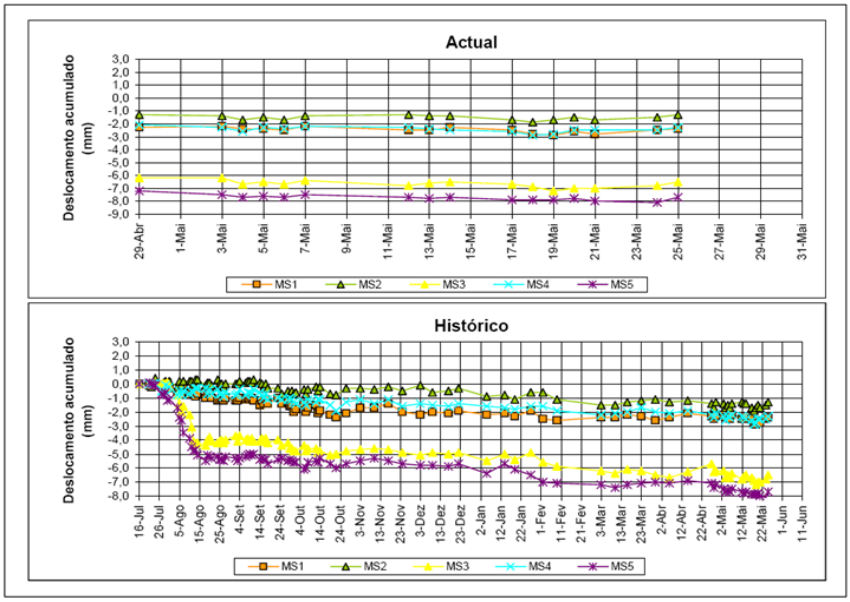


Figura 5. 12 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+958.5

No presente mês, não se verificou evolução significativa nos deslocamentos, relativamente aos deslocamentos máximos de referência.

Marcas de Superfície	Deslocamentos Máximos de Referência (mm)
MS1	15
MS2	20
MS3	20
MS4	20
MS5	20

Tabela 5. 2 - Valores máximos de referência para as marcas de superfície

As marcas de superfície MS3 e MS5 revelaram evolução até meados de Outubro de 2009, devido a assentamentos. Isto porque, a instalação das próprias marcas foi realizada em terrenos que não foram devidamente compactados. Após esta data, os deslocamentos observados foram de pequena amplitude e nunca se aproximaram dos valores máximos de referência.

Relativamente ao conjunto de marcas de superfície instaladas no perfil Pk 13+978.5, os valores de deslocamento acumulado, registados ao longo do mês de Maio, assim como o seu histórico, serão apresentados nos gráficos seguintes.

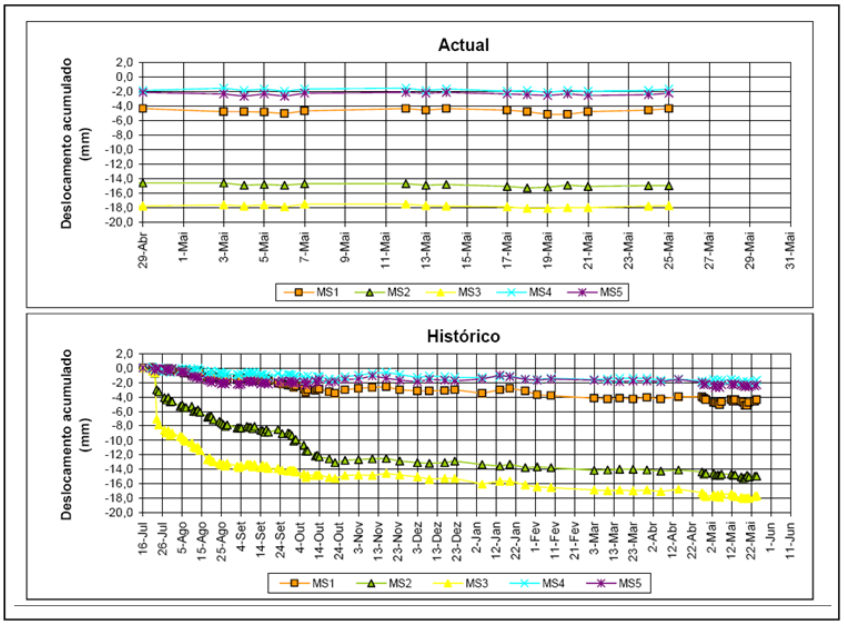


Figura 5. 13 - Representação gráfica dos dados obtidos no perfil Pk 13+978.5

No presente mês, não se verificou evolução significativa nos deslocamentos que já se tinham identificado em meses anteriores.

As marcas de superfície MS2 e MS3 revelaram evolução até meados de Outubro de 2009, que se atribuiu a assentamentos devido à instalação da própria marca em terrenos não compactados, como sucedeu nas marcas de superfície MS3 e MS5, no perfil Pk 13+978.5. Após esta data, os deslocamentos observados foram de pequena amplitude.

A marca MS3 ultrapassou os valores máximos de referência (15 mm) e a marca MS2 encontra-se com valores iguais aos valores máximos de referência (15 mm). Isto ocorreu, principalmente, devido ao assentamento referido anteriormente, pelo que se poderá considerar pouco preocupante.

Marcas de Superfície	Deslocamentos Máximos de Referência (mm)
MS1	13
MS2	15
MS3	15
MS4	15
MS5	15

Tabela 5. 3 - Valores máximos de referência para as marcas de superfície

5.1.5. Pinos/Alvos topográficos

Os Alvos Topográficos estão instalados no topo dos taludes e têm como objectivo monitorizar os deslocamentos ocorridos, em virtude da escavação dos próprios taludes, bem como, os gerados devido à abertura do túnel.

A leitura é feita com recurso a equipamento topográfico. Neste caso é utilizada uma estação Sokkia Net 2B com sistema Monmos que permite a leitura tridimensional de cada ponto (alvo).

A primeira leitura realizada será considerada como referência e habitualmente é designada de zeragem, sendo as seguintes comparadas com essa de modo a determinar os deslocamentos.

Com as leituras em curso, no caso de haver deslocamentos não relacionados com o terreno, como por exemplo embates de equipamentos ou materiais, é necessário realizar uma nova zeragem, considerando-se nestes casos os deslocamentos já decorridos até aí.

No talude perpendicular ao emboquilhamento do túnel, encontram-se instalados 10 alvos, dos quais 5 no topo do talude (A4.2, A5.2, A6.2, A7.2, A8.2) e 5 na banqueta (A4.1, A5.1, A6.1, A7.1, A8.1) como demonstra a figura seguinte.

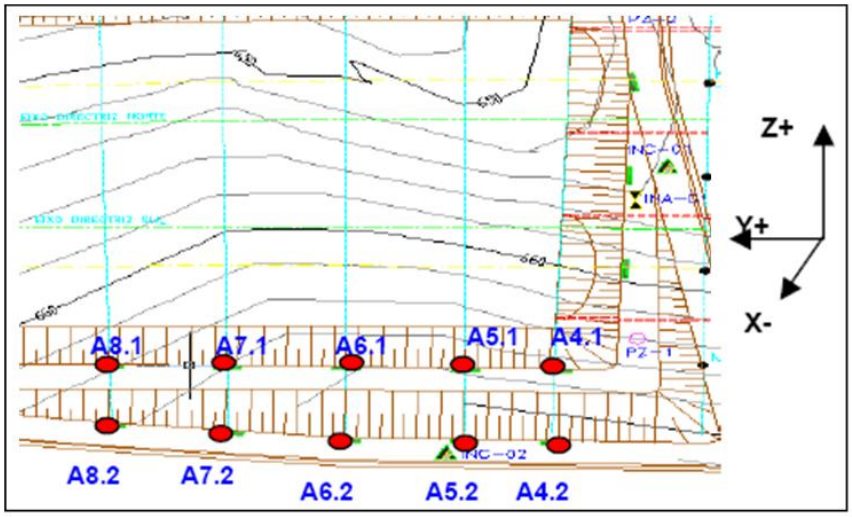


Figura 5. 14 - Localização dos alvos no talude perpendicular ao emboquilhamento

Os alvos, no final do mês de Maio, apresentaram deslocamentos acumulados, segundo as três direcções ortogonais, que se podem verificar nos gráficos seguintes.

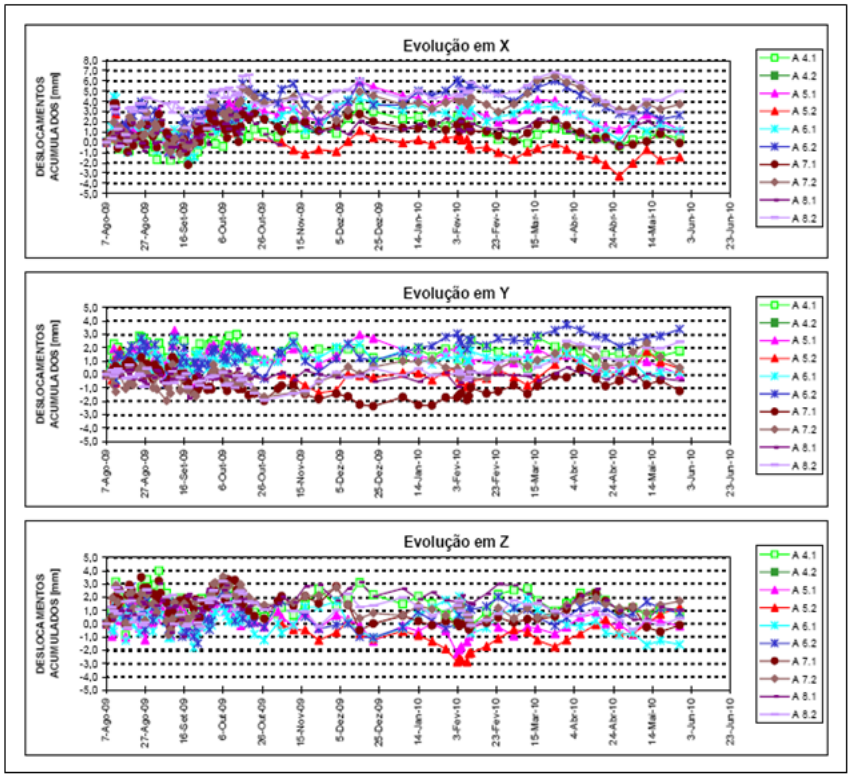


Figura 5. 15 - Representação gráfica dos dados obtidos segundo as três direcções

Dos alvos previstos para a monitorização do talude, o A4.2 não tem leitura porque a distância está para além do limite de viabilidade do aparelho, tendo em conta a precisão que se pretende para este tipo de monitorização.

Ao longo do mês de Maio, observaram-se algumas variações entre leituras consideradas pouco significativas. Isto porque, são inerentes ao processo de aquisição de dados tendo em conta a distância a que as mesmas são realizadas. Assim, é de admitir que os taludes representados por estes alvos se encontrem estáveis.

Com os deslocamentos obtidos, através dos alvos e dos inclinómetros, pode-se concluir que, apesar dos deslocamentos observados no inclinómetro INC – 02, o talude não apresenta deslocamentos significativos, o que demonstra que, possivelmente, a calha se encontre solta, no interior do furo.

No talude de emboquilhamento do túnel encontram-se instalados 5 alvos: A1, A2, A3, I3 e I3A, como demonstra a figura seguinte. Os alvos I3 e I3A foram instalados no mês de Setembro de 2009 com o objectivo de verificar os deslocamentos observados no inclinómetro INC – 03.

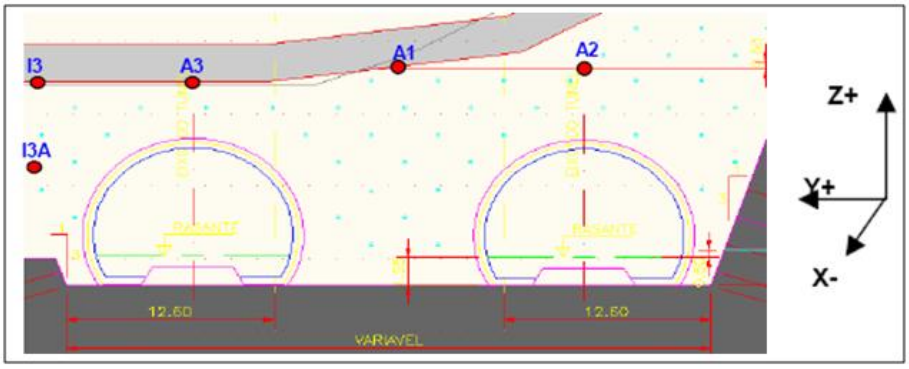


Figura 5. 16 - Localização dos alvos no talude de emboquilhamento

Os deslocamentos acumulados, segundo as três direcções ortogonais, podem ser verificados nos gráficos seguintes.

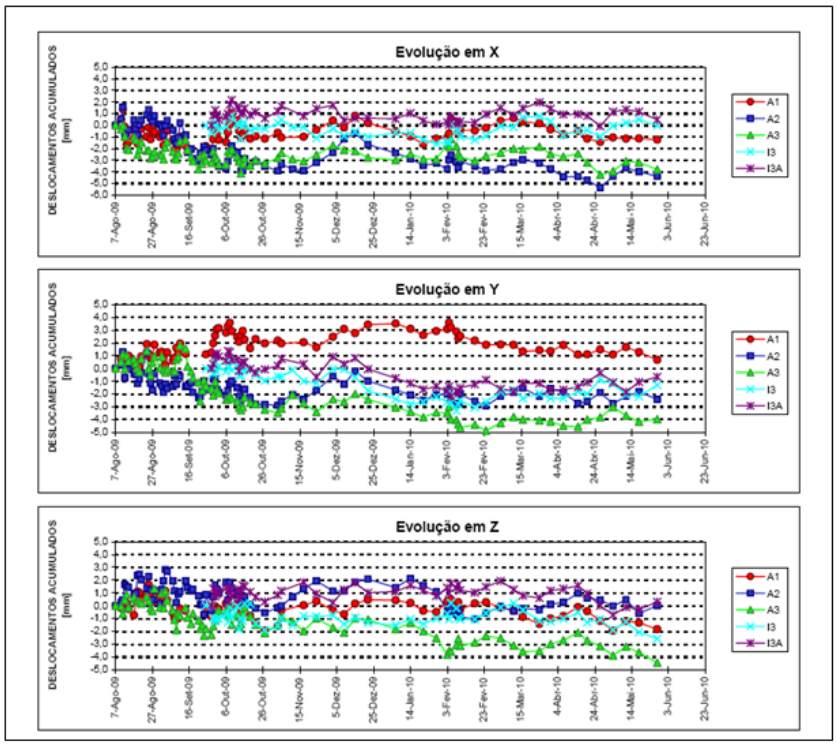


Figura 5. 17 - Representação gráfica dos dados obtidos segundo as três direcções

Ao longo do mês de Maio, observaram-se algumas variações entre as leituras consideradas pouco significativas, uma vez que são inerentes ao processo de leitura, tendo em conta a distância a que as mesmas são realizadas.

Com os deslocamentos obtidos através dos alvos I3 e I3A, para verificação do INC – 03, pode-se concluir que, apesar dos deslocamentos observados no inclinómetro INC – 03, o talude não apresenta deslocamentos significativos, tal como o INC – 02, o que demonstra que, possivelmente, a calha possa estar solta, no interior do furo.

5.2. Instrumentação Interna

A compressão e consolidação do maciço, entre a escavação subterrânea e a superfície, podem produzir assentamentos no contorno do túnel, devido ao relaxamento das tensões, levando por vezes à ruptura. Assim, é fundamental haver um controlo adequado dos movimentos no interior do túnel.

A instrumentação, no interior do túnel, baseia-se essencialmente nas medições de convergência, onde são instalados alvos para leituras de precisão de assentamentos e deslocamentos horizontais. Estes permitem o cálculo de convergências em secções transversais espapaçadas, aproximadamente 40 m, ou em pontos singulares que se considere importante.

As frequências de leituras são diárias até 25 m da frente. Seguidamente, passaram a ser realizadas três vezes por semana até 40 m da frente. Dos 40 m em diante, caso o maciço esteja estabilizado, as leituras passarão a ser mensais.

Para as secções atrás referidas, prevê-se a utilização de cinco pontos de leitura, em cada secção instrumentada para os túneis principais, sendo estes: um na abóbada ao eixo, um em cada hasteal na zona superior e um em cada hasteal junto à soleira. Para os túneis de passagens de veículos e peões é utilizado três pontos de leitura: um na abóbada ao eixo e um em cada hasteal como demonstra a figura seguinte.

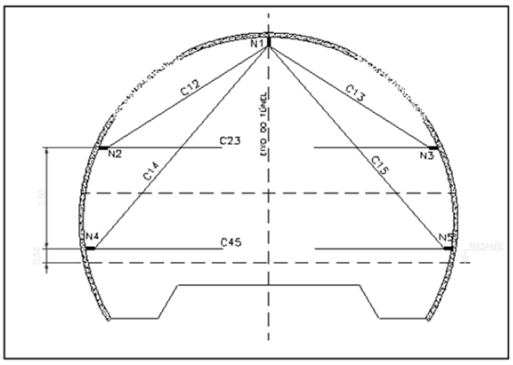


Figura 5. 18 - Alvos instalados nos túneis principais

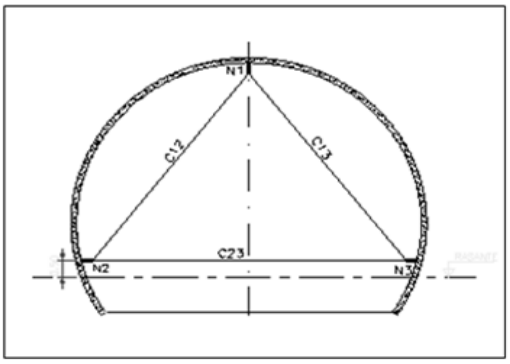


Figura 5. 19 - Alvos instalados nas passagens de veículos e peões

Recorreu-se a uma estação de marca Sokkia Net2B com sistema Monmos, que é um sistema especialmente concebido, com precisão de leitura de +/- 1mm, para a determinação de distâncias entre pontos, em particular convergências/cordas.

Deste modo, é feito o levantamento das coordenadas de cada alvo e a partir destas são calculadas as distâncias entre os alvos (normalmente designadas de cordas), com o intuito de criar 2 triângulos nas secções de 5 alvos. Um dos triângulos apresenta os sequentes vértices: o alvo da abóbada e os alvos situados na zona superior dos hasteais. O restante triângulo contém os seguintes vértices: o alvo da abóbada e os alvos localizados junto da soleira. Por outro lado, as cordas nas passagens de veículos e peões com 3 alvos descrevem apenas um triângulo.

A primeira leitura realizada será considerada como referência e habitualmente é designada de zeragem, sendo as seguintes comparadas com essa de modo a determinar os deslocamentos.

Com as leituras em curso, no caso de haver deslocamentos não relacionados com o terreno, como por exemplo embates de equipamentos ou materiais, é necessário realizar uma nova zeragem, considerando-se nestes casos os deslocamentos já decorridos até aí.

Os dados recolhidos são tratados informaticamente e os resultados são apresentados de forma gráfica, como demonstra a figura seguinte, com deslocamentos das cordas em função do tempo, deslocamentos planimétricos e deslocamentos no plano da secção.

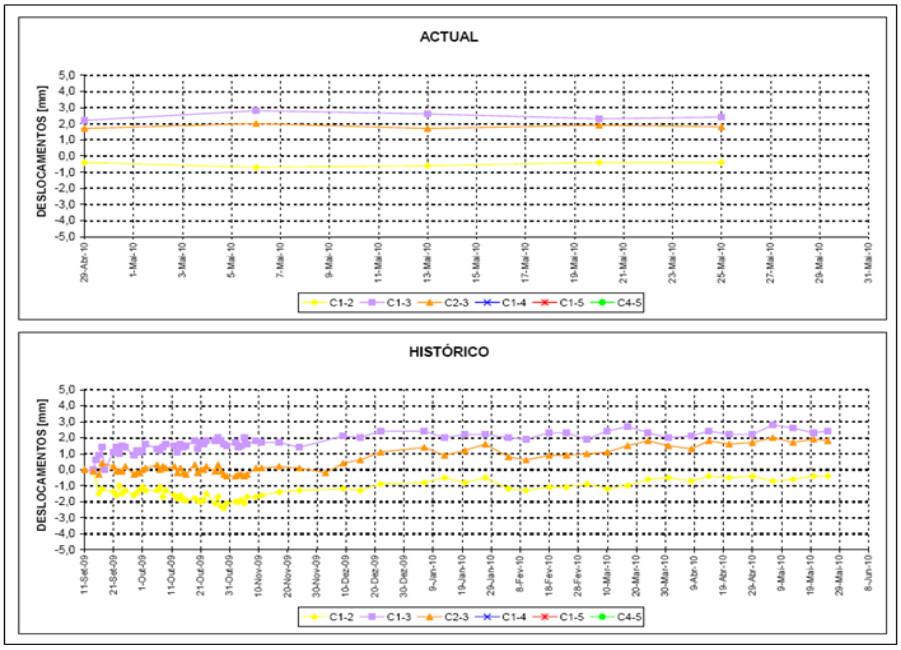


Figura 5. 20 - Exemplo da representação gráfica das convergências

Segundo o projecto, as cordas das convergências têm os seguintes valores espectáveis.

Cordas	Secção A	Secção B	Secção C	Secção D	Secção E	Secção F
C12	14	11	10	10	11	10
C13	14	11	10	10	11	10
C23	15	12	11	11	12	11
C14	13	10	10	10	10	10
C15	13	10	10	10	10	10
C45	14	11	11	11	11	11

Tabela 5. 4 - Valores máximos de referência para secção plena em mm

Cordas	Secção A	Secção B	Secção C	Secção D	Secção E	Secção F
C12	10	7	7	7	-	-
C13	10	7	7	7	-	-
C23	11	8	7	7	-	-
C14	-	-	7	7	-	-
C15	-	-	7	7	-	-
C45	-	-	7	7	-	-

Tabela 5. 5 - Valores máximos de referência para meia secção em mm

5.2.1. Convergências – Túnel Norte

No Túnel Norte, encontram-se instaladas, na totalidade, treze secções de convergências. No final de Maio, a frequência de leitura era semanal nas secções instaladas até ao Pk 14+163. A partir deste Pk, tornaram-se diárias, pois estavam próximas da frente deste túnel ou porque a frente do Túnel Sul estava próxima. A primeira secção de convergência deste túnel (Pk 13+958), após a execução do

rebaixo, passou a contar com cinco alvos. As restantes secções continuaram a ser constituídas por três alvos.

Seguidamente, é apresentada uma tabela onde é possível verificar os deslocamentos nas leituras efectuadas, do dia 26 até ao dia 31 de Maio, das secções atrás mencionadas.

Secção	C12	C13	C23	C14	C15	C45	Última Leitura
13+958	0.1	-0.9	0.9	-0.3	-0.2	-0.4	26-05-10
13+978	0.0	-0.4	1.4	-	-	-	26-05-10
14+015	-0.4	2.4	1.8	-	-	-	25-05-10
14+045	1.3	0.9	1.6	-	-	-	25-05-10
14+081	-1.1	-0.3	-1.0	-	-	-	25-05-10
14+120	-0.6	0.1	-0.2	-	-	-	26-05-10
14+140	-0.5	-0.5	1.0	-	-	-	26-05-10
14+163	-1.3	1.0	-0.1	-	-	-	31-05-10
14+193	-0.3	-0.5	0.2	-	-	-	31-05-10
14+225	-0.6	-0.6	0.3	-	-	-	31-05-10
14+245	0.6	-1.5	0.5	-	-	-	31-05-10
14+275	-0.3	-0.9	-0.4	-	-	-	31-05-10
14+285	-	-0.8	-	-	-	-	31-05-10

Tabela 5. 6 - Deslocamentos verificados no final do mês de Maio em mm

Os deslocamentos, observados nas cordas destas secções de convergências, ao longo de todo o seu histórico, são pouco significativos, de valor reduzido e sem uma tendência clara de evolução, pelo que se considera que as zonas representadas se encontram estabilizadas.

Em algumas secções de convergências, verifica-se uma tendência de deslocamento de todos os alvos em determinada direcção, com o mesmo valor de deslocamento. Dado que as cordas não demonstram evolução, atribuiu-se estes

movimentos à perda de precisão de leitura, devido ao transporte de coordenadas e não ao movimento efectivo do maciço/sustimento.

5.2.2. Convergências – Túnel Sul

No Túnel Sul encontram-se instaladas dez secções de convergências. No final de Maio, a frequência de leitura das secções localizadas até ao Pk 14+030 era semanal e nas restantes a frequência de leitura era diária.

Posteriormente, tal como ocorreu no Túnel Norte, é apresentada uma tabela onde é possível verificar os deslocamentos nas leituras efectuadas, do dia 26 até ao dia 31 de Maio, das dez secções atrás referidas.

Secção	C12	C13	C23	Última Leitura
13+958	0.1	-0.3	-1.5	26-05-10
13+978	0.2	0.6	-0.6	26-05-10
14+000	0.0	-0.9	-0.7	25-05-10
14+030	-0.6	0.4	-0.8	25-05-10
14+065	-0.4	0.1	0.3	28-05-10
14+100	-1.0	1.2	-0.8	31-05-10
14+135	-0.7	-0.4	0.8	31-05-10
14+165	0.3	-1.2	0.1	31-05-10
14+196	-0.2	-0.1	-0.3	31-05-10
14+221	0.2	0.1	0.3	31-05-10

Tabela 5. 7 - Deslocamentos verificados no final do mês de Maio em mm

Para todas as secções de convergências instaladas neste túnel, os deslocamentos observados são pouco relevantes e sem uma tendência clara de evolução. Então, é possível que as zonas representadas se encontram estabilizadas. À semelhança do que sucedeu no Túnel Norte, neste também se observa deslocamentos dos alvos em algumas secções. Uma vez que estes deslocamentos

não têm repercussão nas cordas, é possível atribuir-se estes à perda de precisão com o transporte das coordenadas.

Assim, os resultados, das observações das convergências instaladas no Túnel Norte e no Túnel Sul, permitem verificar que não ocorreram deslocamentos significativos no interior dos mesmos. Isto porque, estes ficaram muito longe dos valores máximos de referência, pelo que se considera que o maciço/sustimento nas zonas representadas pelas secções instaladas se encontra estabilizado.

6. Conclusão

A presente dissertação pretende contribuir para o avanço do conhecimento e do domínio da construção de túneis em maciços rochosos, mais propriamente em maciços xistosos.

Para a construção do Túnel do Marão pensou-se, inicialmente, em dois métodos construtivos: o Método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) que utiliza explosivos e o Método TBM (*Tunnel Boring Machine)* que recorre a tuneladoras. Optou-se pelo primeiro, pois apresenta custos inferiores de construção e está mais adequado a situações de variabilidade, não previstas, nas condições do terreno. Além disto, permite, mais facilmente, alterar a forma das secções transversais e apresenta menores exigências relativamente ao transporte.

Com o intuito de obter uma melhor compreensão, do método utilizado na construção do túnel, realizou-se uma explicação rápida e sucinta de todo o seu processo e do tipo de equipamentos presente na obra.

Para o dimensionamento do túnel, foram utilizados três programas: FLAC, UNWEDGE e o STRAP. Através destes, obteve-se o tipo de secções a utilizar na sua concepção.

O desenvolvimento do corrente trabalho permitiu a aquisição de conhecimentos relativos às propriedades geomecânicas dos maciços envolventes ao túnel, nomeadamente no que concerne à obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência. Para tal, efectuou-se uma explicação de todo o processo das prospecções realizadas, da qual se retiraram amostras intactas para a determinação dos estados de alteração e fracturação do maciço e do índice de RQD.

As sondagens efectuadas, no emboquilhamento Poente, permitiram detectar as seguintes **unidades litoestratigéficas**:

- ✓ **Terra vegetal** – Foi detectada apenas na zona superficial da sondagem, executada na zona nascente do túnel com uma diminuta espessura de 20 cm, como já era de prever.
- ✓ **Xistos e grauvaques** - Foram intersectados em ambas as sondagens e em quase todo o comprimento sondado, sendo que no emboquilhamento Nascente foram detectados até ao comprimento máximo prospectado. Estes apresentam xistosidade pouco marcada, o que dificulta a distinção entre xistos e grauvaques. É de

evidenciar a presença de veios de quartzo com espessuras compreendidas desde o milímetro até cerca de 40 cm.

Os níveis de xistos e grauvaques intersectados apresentaram, maioritariamente, fracturas médias de $F_{3/4}$ a 45° com o eixo da sondagem, manifestando oxidação e colorações castanho-alaranjadas.

Quanto ao estado de alteração do maciço rochoso, pode-se observar, de um modo geral, como pouco alterados (W_2) e sãos (W_1). Por vezes, encontram-se zonas medianamente alteradas a muito alteradas ($W_{3/4}$), que correspondem a passagens mais fracturadas.

- ✓ **Os Xistos – Grauvaques** – Foram intersectados e permitiram a obtenção de percentagens de recuperação compreendidas entre 45% e 100%, sendo que esta última foi mais frequente. O índice de qualidade RQD, embora muito variável entre 10% e 100%, apresenta geralmente valores entre 40% a 80%.
- ✓ **Corneanas** – Foram detectadas apenas na sondagem realizada no Emboquilhamento Poente. Caracterizam-se por rochas de elevada rigidez, muito compactas e de tonalidades cinzo-azuladas. Assim, pode-se afirmar que as corneanas apresentam-se sãs e pouco alteradas ($W_{1/2}$).

Estas apresentam fracturas muito próximas (F_5) a muito afastadas (F_1), com predominância de fracturas medianamente afastadas (F_3). Detectou-se também, em algumas fracturas, níveis de oxidação com colorações castanho-alaranjadas. Contudo, relativamente aos níveis de xistos e grauvaques, é menos frequente.

A percentagem de recuperação, nestes níveis, encontra-se compreendida entre 70% e 100%. O índice de qualidade RQD varia entre 13% e 80%, sendo que os valores mais comuns se encontrem entre 30% e 70%.

Com base em todos os estudos geológico-geotécnicos, realizados no estudo prévio dos novos dados levantados e das sondagens mecânicas, conseguiu-se realizar o enquadramento dos materiais em classes geomecânicas (GSI). Sendo assim, foram idealizadas três zonas geotécnicas: ZG1 corresponde a Classe I, ZG2 corresponde a Classe II e ZG3 corresponde a Classe III.

Com todos os estudos efectuados, realizou-se quatro análises dos pontos mais críticos, através de cálculos empíricos e computacionais. A partir destas, foi possível determinar os parâmetros geomecânicos dos maciços em questão.

A partir destas quatro análises também foi possível determinar o ângulo de atrito, a coesão e o módulo de deformabilidade, permitindo assim uma maior percepção do maciço do qual o Túnel do Marão irá trespassar.

Os planos de fogo são também referidos nesta dissertação, assim como o tipo de explosivo utilizado, explicando-se a razão da sua escolha e as suas características.

Os ciclos idealizados também foram focados, assim como os realizados, onde foi possível concluir que havia uma diferença de quatro horas entre o idealizado e o realizado. Este facto deve-se à utilização de camiões de carga, para efectuar a remoção dos escombros, e não à utilização de *Dumpers,* o que seria o mais indicado devido à quantidade de escombros que este é capaz de transportar. A regularização do pavimento também diminuiria o tempo de viagem entre o túnel e o vazadouro, reflectindo uma maior eficácia.

Através dos ciclos e do rendimento obtidos nos dois emboquilhamentos, foi possível determinar o possível tempo de conclusão do Túnel Norte para uma eficácia de 100 e 70%. Para uma eficácia de 100%, o prazo de execução seria de aproximadamente 19 meses, o que não irá acontecer devido aos problemas que poderão suceder.

Neste tipo de obras, é importante fazer uma definição das classificações a usar nas frentes de escavação. Sendo assim, focou-se as classificações usadas nesta obra: Barton, Bieniawski e GSI, explicando como se efectuam e que resultados se pode retirar das mesmas.

Através da classificação de Bieniawski, de cada frente, foi possível elaborar o tempo de auto-sustentação e o possível passo de avanço.

O tempo de auto-sustentação variou entre 12 e 375 horas, possibilitando assim o tempo suficiente para a aplicação do suporte primário, sem haver desabamento.

Quanto ao passo de avanço, obteve-se aproximadamente 5 m, sendo este o valor máximo que poderá atingir. Comparando este passo de avanço máximo com o do projecto, conclui-se que se obtém o mesmo resultado. Assim, pode-se afirmar que este método de obtenção do passo de avanço funciona no maciço em questão.

Relativamente ao tipo de suporte necessário, através da classificação de Barton, o mesmo não se sucedeu, verificando-se uma desigualdade de resultados. Sendo assim, é de evidenciar que as indicações dadas pelas classificações geomecânicas só poderão servir como base. Desta forma, é imprescindível um acompanhamento

técnico experiente que adeqúe as indicações base fornecidas, pelas classificações, às reais necessidades do maciço, para a sua estabilização e segurança de toda a obra.

Devido à grande importância que a instrumentação tem na construção de túneis, é feita uma descrição de todos os instrumentos a ser utilizados, assim como a suas funcionalidades, externamente e internamente.

Com a observação dos resultados obtidos, através da instrumentação implementada, é possível afirmar que toda a obra está estável, apresentando deslocamentos insignificantes, estando sempre abaixo dos valores máximos definidos em projecto. É de salientar apenas as leituras do inclinómetro INC – 02 que ultrapassou os valores de referência, apresentando movimentos para o interior do maciço. Com a ajuda dos alvos localizados no talude, verificou-se que este não apresenta movimentos para o interior do maciço, como o INC – 02, podendo-se concluir assim que, possivelmente, a calha se encontra solta no interior do tubo.

Referências Bibliográficas

Aydan, Ö., Akagi, T. and Ito, T. (1995). Prediction of deformation behaviour and design of support systems of tunnels in squeezing rocks. *Report*, Tokai University, Shimizu, Japan.

B. Singh; R.K. Goel. (1999). Rock Mass Classification – A Pratical Approach in Civil Engineering.

Barreiros Martins, J., Ribeiro e Sousa, L., Barreto, J. e Martins, F. (2003). *Escavação de Túneis Urbanos com Tuneladoras EPB em Terrenos Graníticos Heterogéneos e em Solos Sedimentares Pré-consolidados*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 449-458.

Barton, N. (1991). *Geotechnical Design.* World Tunneling, Nov. 1991, pp. 410-416.

Barton, N. (1998). *Quantitative Description of Rock Masses for the Design of NMT reinforcement*. Keynote Lecture – Int. Conf. on Hydro Power Development in Himalayas, Shimla, India, pp. 379-400.

Barton, N. (2000). *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, 172p.

Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Rock Mechanics, Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.

Barton, N.; Loset, F.; Lien, R.; Lune, J. (1980). *Application of Q-system in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations*. Subsurface Space. Pergamon, pp. 553-561.

Bieniawski, Z. T. (1978). *Determining Rock Mass Deformability, Experience from Case Histories*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr., Pergamon, 15, pp. 237-247.

Bieniawski, Z. T. (1987). *Strata Control in Mineral Engineering*. Balkema, Rotterdam, 212p.

Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, 251p.

Campanhã, C. Augusto, Boscov Pedro (2006). Manual Técnico - Túneis em Terrenos Pouco Consistentes.

Carranza-Torres, C., and Fairhurst, C. 1999. General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **36** (6), 777-809.

CBPO/ Ferraz Figueiredo. (1994).NATM – Novo Método Austríaco de Execução de Túneis.

Costa, P.; Baião, C.; Ribeiro e Sousa; L. e Rosa, S. (2003). *Túnel do Caniçal, Ilha da Madeira. Caracterização Geotécnica e Observação*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 431-440.

Deere, D. (1967). Geological Considerations, Rock Mechanics in Engineering Practice. Ed. R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York.

Fernando Daniel. (1999). Manual de Utilização de Explosivos em Explorações a Céu Aberto.

Gomes Correia, A.; Biarez J. (1999). *Stiffness Properties of Materials to Use in Pavement and Rail Track Design*. XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Vol. 2, pp. 1245-1250.

Gomes, M. J. Leal – A construção do Túnel de São Domingos – Morgavel e a Geotecnia, Geotecnia nº 37, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 1983.

Gomes, M. J. Leal – Acumulação de energia na vizinhança das escavações subterrâneas e a sua estabilidade, Geotecnia 56, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 1989.

Gomes, M. J. Leal – Critérios de dimensionamento de ancoragens em escavações subterrâneas, Geotecnia 25, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 1978, 53 – 64.

Grimstad, E.; Barton, N. (1993). Updating of the Q-system for NMT. International Symposium of Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Suppor, Fagernes, (Editors Kompen, Opsahll and Berg. Norw. Conc. Association, Oslo).

Grimstad, E; Bhasin, R. (1996). *Stress – Strength Relationships and Stability in Hard Rock*. Proc. Conf. on Recent Advances in Tunnelling Technology. New Delhi, India, Vol. I, pp. 3-8.

Håkansson, U. and Li, C. (1997). Swellex in weak and soft rock – design guidelines. *Int. Symp. on Rock Support - Applied Solution for Under-ground Structures*, June 22-25, 1997, Lillehammer, Norway, pp. 555-568.

Hoek, E and Diederichs, M.S. (2006), Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.

Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. Intnl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. pp. 1165-1186.

Hoek, E., (1994). *Strength of Rock and Rock Masses*. News Journal of ISRM, Vol. 2, pp. 4-16.

Hoek, E., (2000). Rock Engineering – Course Notes, www.rockscience.com..

Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002

Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock.* Balkema, Rotterdam, 215p.

Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. Pp. 151-160.

Hoek, E.; Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock.* Institution of Mining and Metallurgy, London, 627p.

Hoek, E.; Brown, E. T., (1997). *Practical Estimates of Rock Mass Strength*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Science. Pergamon, Vol. 34, pp 1165-1186.

Hoek, E.; Marinos, P. (2000). *Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses*. Tunnels and Tunnelling, Nov and Dec.

HSE (1996). *Safety of New Austrian Tunneling Method (NATM) Tunnels. A Review of Sprayed Concrete Design Lining With Particular Reference to London Clay*. Health & Safety Executive (HSE), Relatório, Londres.

Hudson, J. (1992). *Rock Engineering Systems – Theory and Practice*. Ellis Horwood Ltd. U.K. p. 185.

ISRM (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods*. Ed. E. T. Brown, Pergamon Press.

Li, C. and Stillborg, B. (1997). The mechanical behaviour of fully bonded rock bolts in tensile loading – A theoretical analysis. *Int. Symp. on Rock Support - Applied Solution for Under-ground Structures*, June 22-25, 1997, Lillehammer, Norway, 178-192.

Marinos. P, and Hoek, E. 2001. – Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Accepted for publication in the Bulletin of the International Association of Engineering Geologists.

Mário Bastos.(1998). A GeotecniA na Concepção, Projecto e Execução de Túneis em Maciços Rochosos, IST, Lisboa.

Marques, S. (2001). *Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos*. Tese de Mestrado. Porto, FEUP, p. 177.

Mendes, F. Mello – Mecânica de Rochas, AEIST, Lisboa, 1968.

Mi, Z.; Jielang, P. (1989). *An Expert System of Predicting and Preventing Surface Settlement Caused by Shield-Driven Tunnelling in City*. Proceedings of the International Conference on Expert Systems in Engineering Applications, Huazhong University of Science and Technology Press, China, pp. 466-472.

Miranda, T.; Gomes Correia, A.; Topa Gomes, A.; Ribeiro e Sousa, L. (2003). *Análise da Informação Geológico-Geotécnica ao Longo dos Trechos Enterrados do Metro Ligeiro do Porto*. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid, pp. 51-60.

Morita, R.; Koyoma, S.; Sasaki, M.; Osaka, H. (1990). *Expert System to Support Tunnel Construction Planning.* Tunnel and Underground Works Today and Future. Proceedings of the International Congress the ITA Annual Meeting, pp. 327-334.

Nadir Plasencia.(2003). Obras Subterrâneas – Aspectos da Contribuiçao da Geologia de Engenharia na Concepção e Projecto, IST, Lisboa.

Ojima, L. (1981). *Metodologia de Classificação de Maciços Rochosos Aplicável a Túneis*. Tese para Especialista do LNEC, Lisboa, 191p.

Osaka, H.; Shinokawa, T.; Goto, Y.; Tsuruhara, T.; Aydan, O.; Ichikawa, Y. (1990). *Expert System for Tunnel Design and Tunnelling*, pp. 335-354.

Plasencia, N. (2003). *Obras subterrâneas – Aspectos da Contribuição da Geologia de Engenharia na Concepção e Projecto*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 155p.

Redaelli, L. – Métodos de escavação em rocha, Universidade de São Paulo, 1975.

Rocha, Manuel – Estruturas subterraneas, LNEC, Lisboa, 1973.

Rocha, Manuel – Mecânica de rochas, LNEC, Lisboa, 1973.

Romana, M. (2003). Nuevas Recomendaciones de Excavación y Sostenimiento para Túneles y Boquillas. Jornadas Luso-Espanholas sobre Obras Subterrâneas – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas, Madrid. pp. 105-113

Serafim, J. L.; Pereira, J. P., (1983). *Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski*. Proceedings of the International Symposium of Eng. Geol. Underground Construction. Vol. 1, Lisboa, LNEC, pp. II.33-II.42.

Topa-Gomes, Gaspar, Monteiro, Malato, (2002). Obras Subterrâneas do Metro do Porto – Aspectos Geotécnicos. 8.º CNG, LNEC, Lisboa. pp. 2217-2234

Verman, M. (1993). *Rock Mass - Tunnel Support Interaction Analysis*. Ph. D. Thesis. University of Roorkee, Roorkee, India.

Wijk, G., and Skogberg, B. (1982). The SWELLEX® rock bolting system. *14th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, 106-115.

Miranda, T. (2003). Contribuição Para a Obtenção De Parâmetros Geomecânicos Para a Modelação De Obras Subterrâneas Em Maciços Graníticos Tese de Mestrado, UM, Minho, p.186.